

ARMIERTER BETON.

1912. FEBRUAR.

INHALT:

Eisenbetonkonstruktionen am neuen städtischen Vieh- und Schlachthof zu Dresden. Von Geh. Rat Professor Böhm (Dresden). (Schluß von Seite 12.) S. 41.
Beitrag zur Theorie der Rippenkuppel. Von Dr.-Ing. Henri Marcus (Berlin). (Schluß von Seite 26.) S. 49.
Neue Ausführungen in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Ernst Mautner (Düsseldorf). S. 59.
Berechnung von Silowänden. Zuschrift von Dipl.-Ing. M. Salomonsen (Berlin). S. 65.
Neuere Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Von Professor M. Foerster (Dresden). S. 66.

Ein Beitrag zum Thema „Zement-Kalkmörtel bei Tal-sperren-Bauten“. Von Dr.-Ing. h. c. Anton Hambloch (Andernach). S. 72.

Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 74.

Selbstanzeigen: Umschnürter Beton System „Schütz“ D. R. P. 240 950. S. 83.

Neue Bücher. S. 83. — Vereinigung der höheren technischen Banpolizeibeamten Deutschlands. S. 84. — Deutscher Beton-Verein (E. V.). S. 84.

EISENBETONKONSTRUKTIONEN

AM NEUEN STÄDTISCHEN VIEH- UND SCHLACHTHOF ZU DRESDEN.

Von Geh. Rat Prof. Böhm (Dresden).

(Fortsetzung und Schluß von S. 12.)

Fig. 13 zeigt den Grundriß des Kessel- und Maschinenhauses, des wegen seiner mannigfachen Zweckbestimmung und besonders wegen seiner Konstruktionen interessantesten Gebäudes der ganzen Anlage. An das nach Osten zu belegene Kesselhaus, in dem außer den jetzt darin aufgestellten sieben Kornwalkesseln von je 80 qm Heizfläche noch Raum für zwei gleiche Kessel verfügbar ist, schließt sich nach Norden die große Maschinenhalle. Hier stehen die Dampfmaschinen und Kompressoren für die nach dem Ammoniak-Kompressionsverfahren eingerichtete Kälteerzeugung und drei mit Dampfturbinen gekuppelte Dynamomaschinen mit einer Gesamtleistung von 675 Kilowatt zur Speisung von etwa 4500 Beleuchtungskörpern. In den von Kesselhaus und Maschinenhalle gebildeten Winkel fügt sich der bemerkenswerteste Teil des Gebäudes ein, der 47 m hohe Turmbau, der im Grundriß ein Quadrat von fast 16 m Seitenlänge bildend, den Dampfschornstein umschließt und das weithin sichtbare Wahrzeichen der Anlage darstellt (Fig. 4). Westlich von Maschinenhalle und Turm liegen die Nebenräume der Kälteerzeugungsanlage, der Raum der Verdampfer, von dem aus die kalte Sole nach den Scheibenkühlern im großen Kühlhause (Nr. 21 in Fig. 1) hinübergepumpt wird, der Raum für Eisherstellung, in dessen Generator täglich bis zu 500 Zentner Eis erzeugt werden können, sowie der mit doppelten Wänden umschlossene Eiskeller. Die sechs großen Kondensatoren der Kälteerzeugungsanlage stehen im Erdgeschoß des

Turmbaues. Sie haben zusammen ein Gewicht von 105,000 kg. Wie Fig. 14 erkennen läßt, enthält der Turm acht selbständige Geschosse einschließlich des Kellergeschosses, in dem drei elektrisch betriebene Pumpen zur Beschaffung des Schlachthofwassers und des Kühlwassers für die Maschinen sich befinden. Im zweiten und dritten Obergeschoß liegen die Räume für die elektrischen Akkumulatoren, die eine Belastung der Fußböden mit 700 kg/qm darstellen, im fünften Obergeschoß der 400 kbm haltende eiserne Warmwasserbehälter und im sechsten der in Eisenbeton konstruierte Kaltwasserbehälter mit 500 kbm Fassungsraum. Es sind demnach gewaltige Lasten, die sich in dem Turmbau vereinigen, dessen Gesamtgewicht auf etwa 7000 t zu beziffern ist.

Die Gründung des Kessel- und Maschinenhauses erfolgte deshalb, ebenso wie die des großen Kühlhauses und der Westwand der großen Verbindungshalle Nr. 22 (Fig. 1), auf Eisenbetonpfählen. 855 Pfähle wurden für das Kessel- und Maschinenhaus gerammt, von denen 349 unter dem Turmbau liegen. Die Pfähle, die 1 m tief in den festen Kies hinabreichen, haben Längen von 2,5 m (unter dem tief hinabreichenden Turmbau) bis zu 5,75 m. Der Durchmesser der quadratischen mit vier Rundeisen von 15 mm bewehrten Pfähle ist 27 cm. Die Gürtung der Bewehrungslängseisen erfolgte in 20–5 cm Entfernung mit 6 mm Rundeisen. Die Belastung eines Pfahles wurde zu höchstens 20 t bemessen. Unter dem Turmbau liegt eine durchgehende 50 cm starke Betonplatte

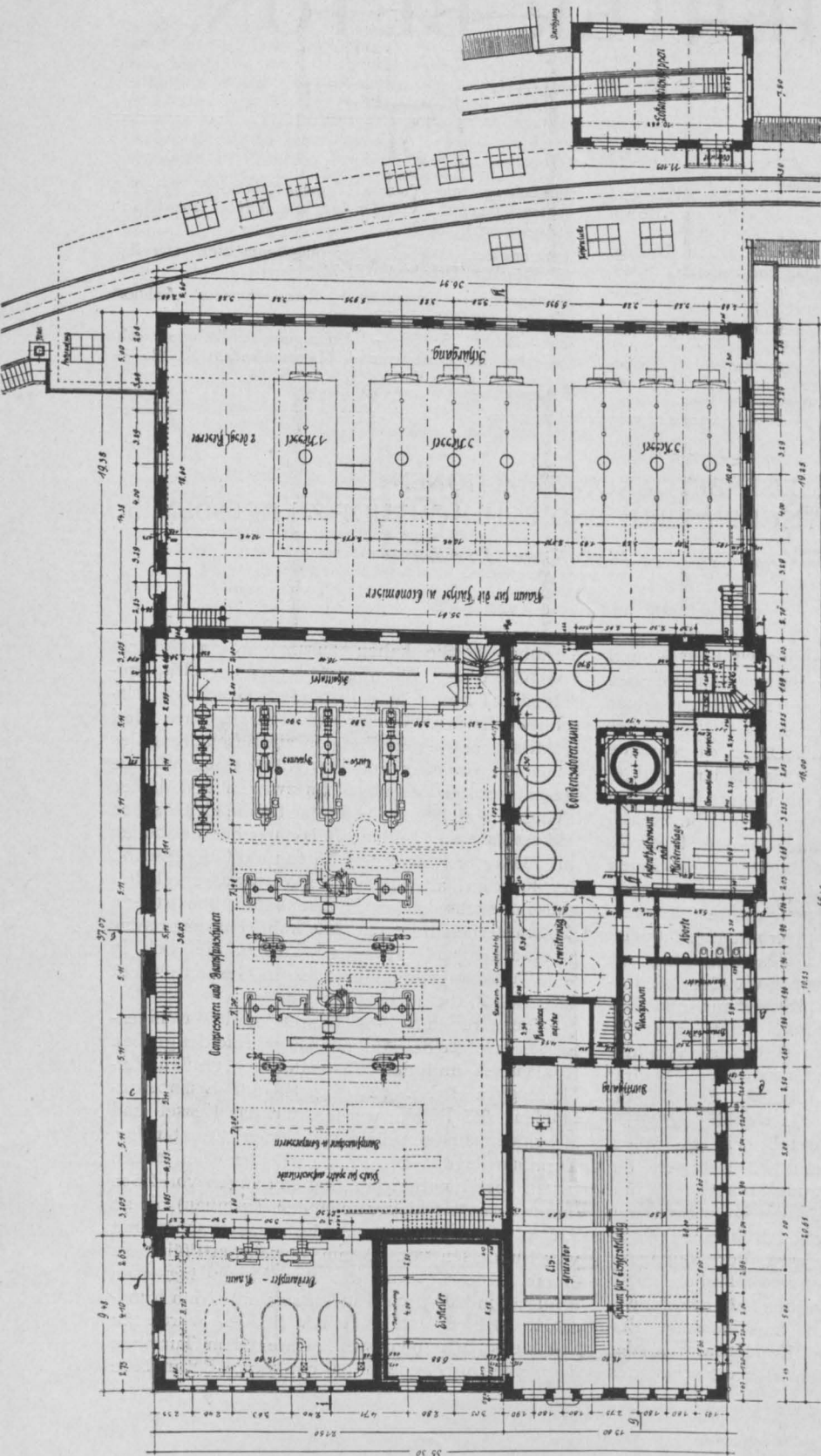


Fig. 13. Grundriß vom Kessel- und Maschinenhaus.

auf den Pfahlköpfen und darüber eine wasserdichte Schicht, die sich auch an den Seitenwänden des Kellergeschosses in die Höhe zieht, um den Pumpenraum gegen die in der Nähe des Elbstroms stark wechselnden mitunter sehr hohen Grundwasserstände zu sichern. Das Kellergeschoss ist bis zur Höhe des Geländes aus Beton gestampft.

In der Turmmitte liegt der im Lichten 2,40 m weite runde Dampfschornstein, der bis auf das oberste 11,30 m hohe aus Eisenbeton hergestellte Stück in Ziegeln gemauert ist. Der Schornstein ist in seiner ganzen Höhe vom übrigen Gebäude getrennt, die Zwischendecken finden ihr inneres Auflager auf einer ein Quadrat, vom fünften Obergeschoß ab ein Achteck bildenden Ringmauer, die den Schornstein in einem Abstände von 29 bis 39 cm umgibt. Diese innere Ringmauer ist ebenso wie die äußere Umfassung des quadratischen Turmbaus als Eisenbetonfachwand mit Ziegelausmauerung hergestellt. Die wesentlichen Vorzüge dieser Konstruktionsweise eigentümlich sind, kommen in vorliegendem Falle ganz besonders zur Gel-

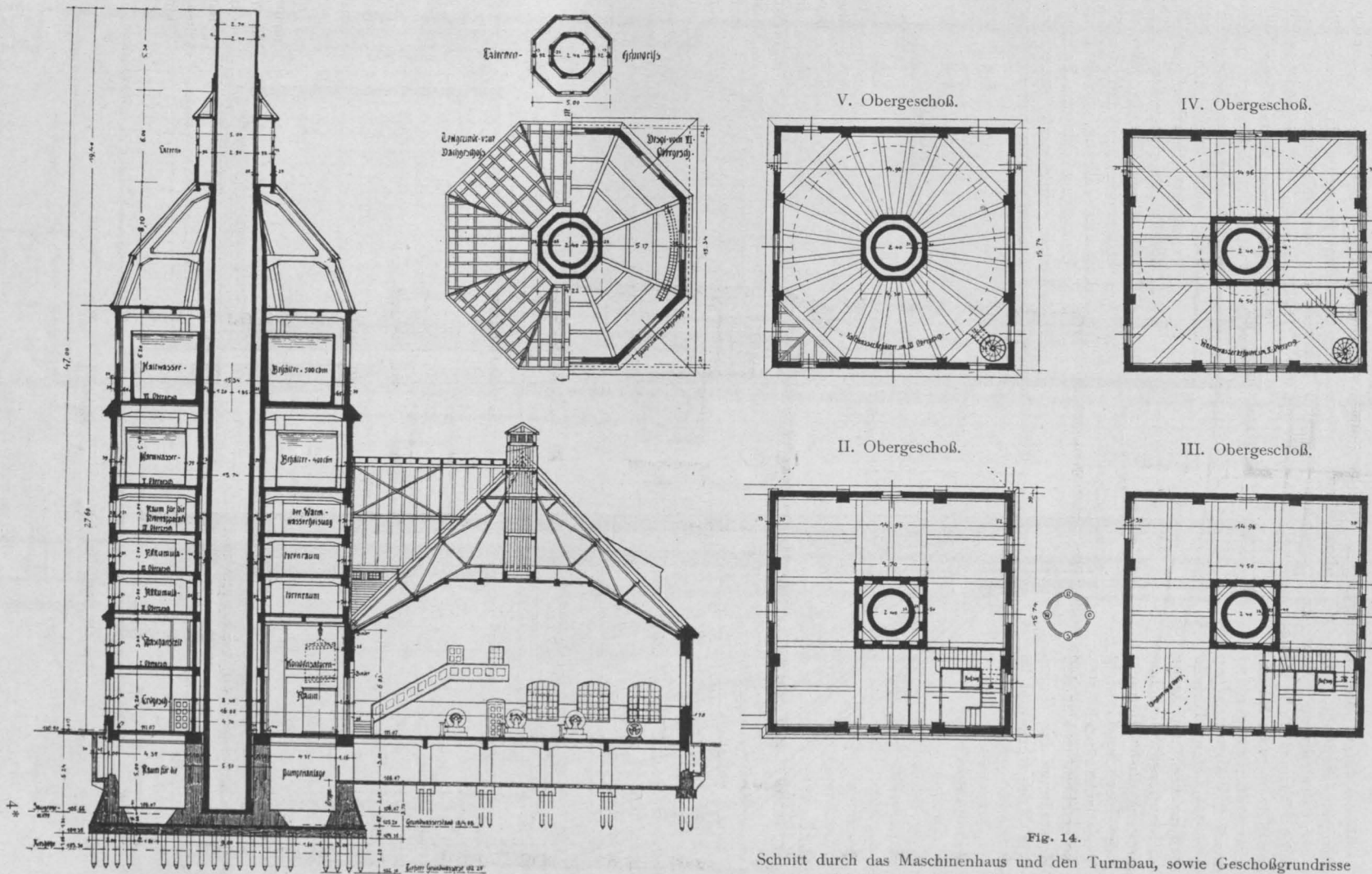


Fig. 14.

Schnitt durch das Maschinenhaus und den Turmbau, sowie Geschoßgrundrisse des Turms mit den darüber liegenden Deckeneinteilungen.

tung. Wenn man die mannigfachen Unzu-
träglichkeiten bedenkt, die bei dem Bau
hoher mit niedrigen Bauteilen zusammen-
hängender Türme sich infolge des ungleich-
mäßigen Setzens vom Mauer-
werk einzustellen pflegen und sich durch das Auftreten von
Rissen neben den Türmen
kenntlich machen, und wenn
man die außergewöhnlichen
Belastungen in Betracht
zieht, die hier das Gewicht
des Turmbaues noch stei-
gern, so erscheint es klar, daß
bei Herstellung des Turm-
baues in Mauerwerk und im

innigen Zusammenhänge mit den schwachbe-
lasteten angrenzenden Bauteilen das Auftreten
starker Setzrisse die unausbleibliche Folge ge-
wesen wäre. Die Setzungen bei Eisenbetonkon-
struktionen können dagegen
fast gleich Null angenommen
werden, und in vorliegendem
Falle sind auch nicht die
geringsten Setzrisse neben
dem Turmbau bemerkt worden.
Die Grundrisse in Fig. 14
lassen erkennen, daß sowohl
in der äußeren wie inneren
Umfassung des den Schorn-
stein ringförmig umschlie-
ßenden Turmbaues vier

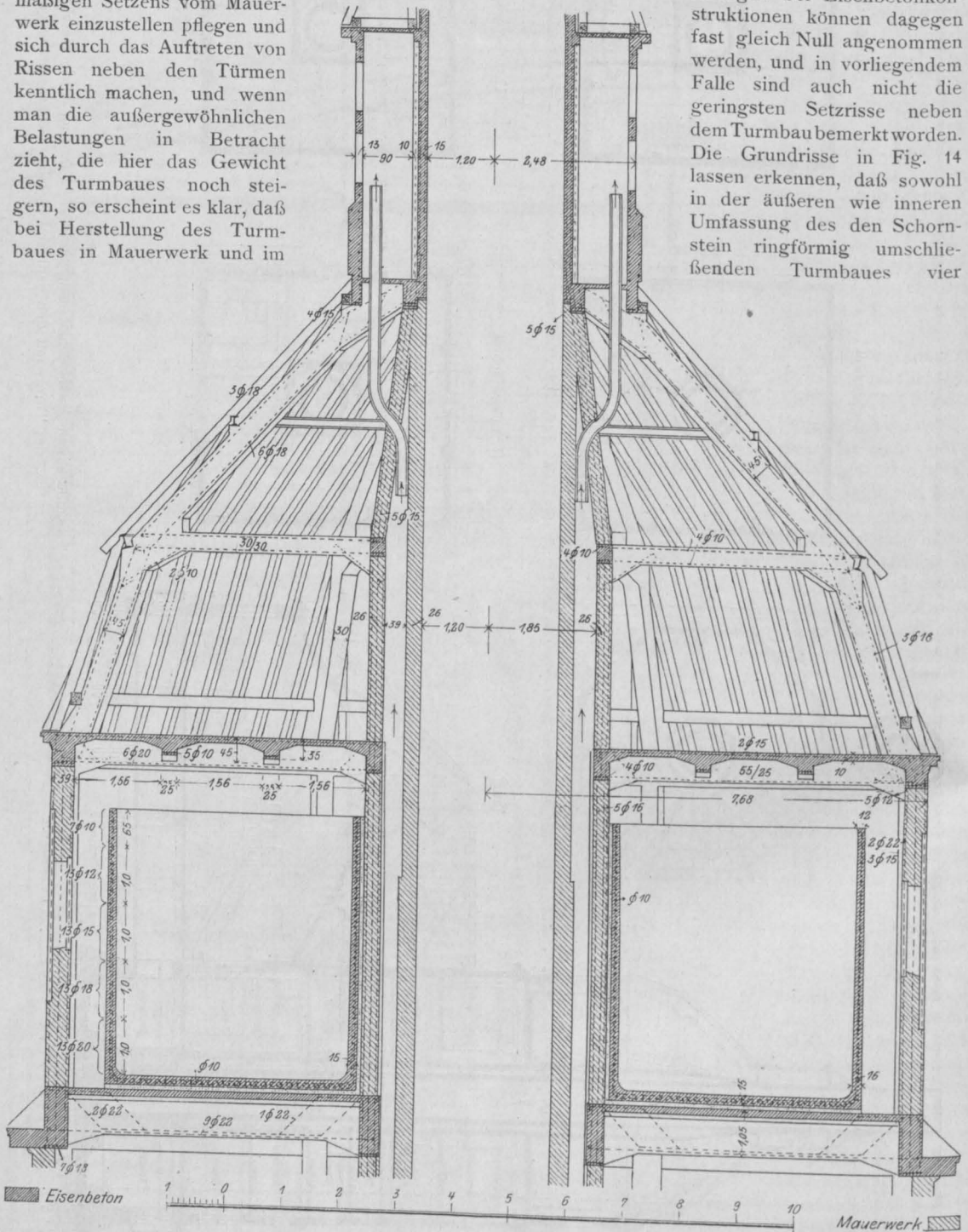


Fig. 15. Sechstes Geschoß und Dachgeschoß vom Turmbau.

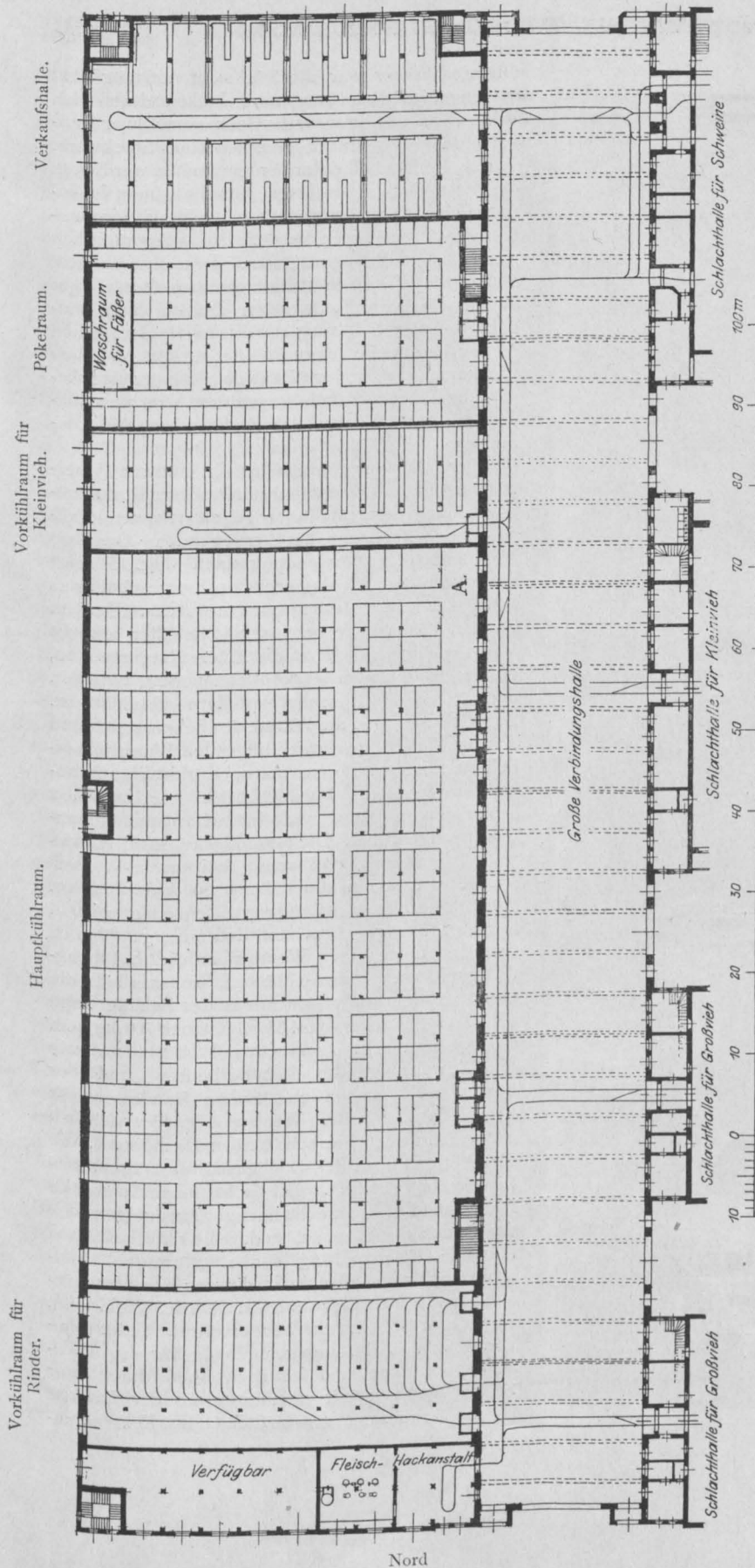


Fig. 16. Große Halle und Kühlhaus.

Eckpfeiler und in jeder Quadratseite noch zwei, also acht weitere Pfeiler liegen. Die Eckpfeiler reichen nur bis zum Fußboden des sechsten Stockwerks, nehmen die Last des Kaltwasserbehälters nicht mehr auf und sind demnach weniger stark belastet als die Zwischenspfeiler, die in ihrem oberen Teile die Ecken des achteckigen sechsten Stockwerks bilden. Im Erdgeschoß haben die äußeren Ecksäulen bis zu 110 t, die äußeren Mittelsäulen bis zu 280 t Last aufzunehmen. Die Querschnittsgrößen sind $\frac{68}{68}$ und $\frac{100}{88}$ cm, die Bewehrungen bestehen aus 12 Rundeisen von 20 mm Stärke bei den Ecksäulen, bei den mittleren Säulen aus 14 Rundeisen von 24 mm Stärke. In der inneren Ringwand haben die Ecksäulen 130, die Zwischensäulen 135 t aufzunehmen. Die Querschnitte im Erdgeschoß sind $\frac{60}{60}$ und $\frac{70}{50}$ cm, die Bewehrungen 8 Längseisen von 20 mm Stärke.

Bei der Einteilung der Decken ist die Anordnung so getroffen, daß über dem ersten und dritten Obergeschoß die Hauptunterzüge in westöstlicher Richtung liegen, während sie über dem zweiten Obergeschoß von Nord nach Süd gerichtet sind. Bei der Decke des vierten

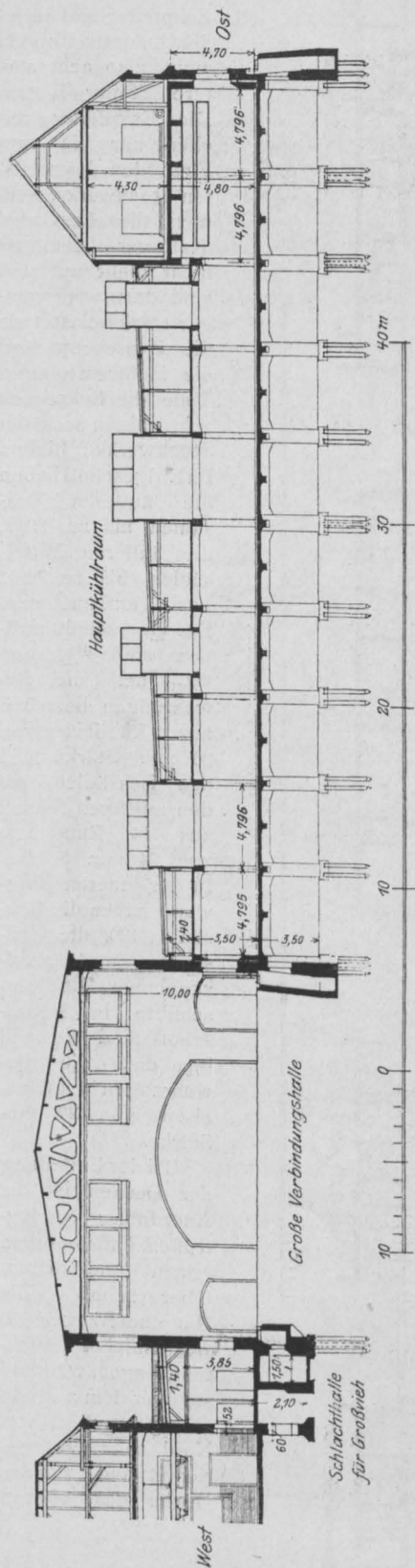


Fig. 17.
Querschnitt durch Halle und Kühlhaus.

Obergeschosses war die Rücksicht auf möglichst gleichmäßige Belastung aller Balken durch den Warmwasserbehälter für die Deckeneinteilung maßgebend; ebenso über dem fünften Stockwerk, dessen Deckenbalken außerdem an den vier Ecken die Last der im sechsten Geschoß neu hinzutretenden Außenmauern der achteckigen Turmumfassung aufzunehmen haben. Die außerordentlich wechselnden Bedingungen und Beanspruchungen, denen die einzelnen Bauglieder bei diesem Bau unterworfen waren, machten ihn zu einer Aufgabe, bei deren Lösung der Eisenbetonbau seine rechten Triumphe feiern konnte; besitzt er doch wie kaum eine andere Bauweise die größte Anpassungsfähigkeit auch gegenüber dem verschiedenartigsten Wechsel der statischen Anforderungen.

Der Warmwasserbehälter im fünften Obergeschoß ist aus Eisenblech mit äußerer Korksteinumkleidung hergestellt, wogegen für den Kaltwasserbehälter im darüberliegenden Geschoß Eisenbeton zur Verwendung kam. Fig. 15 zeigt einen Schnitt durch das sechste Obergeschoß, das Dach und die Laterne des Turmbaus. Der im Lichten 4,65 m hohe ringförmige Behälter schließt sich nach innen dicht an die innere Ringmauer an, die durch die 26 cm starke Ausmauerung zwischen den 8 inneren Eisenbetonpfeilern gebildet ist. Zum Schutz gegen die Wärme des Schornsteins und des im fünften Stockwerk liegenden Warmwasserbehälters ist eine 6 cm starke Korkisolierung sowohl unter dem Behälterboden wie zwischen seiner innern Wand und der Schornsteinummantelung angeordnet. Die Grundfläche des Behälters ist so bemessen, daß schon bei einem Wasserstande von 4,35 m die Füllung 500 kbm beträgt. Die Stärke der ringförmigen Eiseneinlagen ist in der Fig. 15 angegeben. Sie sind außergewöhnlich reichlich bemessen. Wenn man die Betonzugfestigkeit ganz vernachlässigt, so werden die Eisen in dem untersten Punkt der Behälterwand bei einer Füllhöhe von 4,35 m mit nur 700 kg/qcm beansprucht. Die senkrechten Wandstäbe sowie die Bewehrung des Behälterbodens und der Innenwand bestehen aus 10 mm Rundeisen mit 10 cm Maschenweite. Wie aus Fig. 15 ersichtlich ist, wurden auch die acht halben Dachbinder, die die Pfettenkränze des Dachgespärres tragen, aus Eisenbeton gebildet. Die acht Innensäulen, im Dach zunächst senkrecht hochgeführt, neigen sich dann nach der Mitte zu, so daß die zwischen ihnen liegende Ausmauerung den ringförmigen Hohlraum nach oben abschließt, der den Dampfschornstein von unten aus umgibt. Dieser Hohlraum, stets vom Schornstein her erwärmt, bildet eine vorzügliche Entlüftungsgelegenheit für die Akkumulatorenräume und ist nach oben durch vier Steinzeugröhren mit dem Luftraum der Laterne so in Verbindung gesetzt, daß die Röhren un-

mittelbar unter den vier mit Jalousien versehenen Fenstern des Laternenaufbaues ausmünden. Die Abmessungen der Eisenbetonsäulen und Unterzüge, des ganz in Eisenbeton hergestellten Laternenaufbaues sowie Lage und Stärke der punktiert eingezeichneten Bewehrungen sind aus der Zeichnung zu entnehmen. Der oberste Teil des Schornsteins vom Fuß der Laterne an besteht aus Eisenbeton. Er wird von den Bindern getragen und wurde vor der Vollendung des gemauerten Schornsteins hergestellt. Der darunter liegende Schornsteinteil wurde mit geringem Spielraum und seitlich dicht anschließendem Falz untergemauert. Die Ausführung der Eisenbeton-Pfahlrostgründung für das Maschinen- und Kesselhaus sowie für das Kühlhaus und die große Verbindungshalle ebenso wie die Eisenbetonarbeiten für den Aufbau des Kessel- und Maschinenhauses einschließlich des Kaltwasserbehälters waren dem Dresdner Zweiggeschäft der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau übertragen.

Unter allen Gebäuden des Vieh- und Schlachthofes nimmt das Kühlhaus die größte Grundfläche ein. Fig. 16 u. 17 zeigen es, ebenso wie die angrenzende große Verbindungshalle, im Grundriß und Querschnitt. Die Grundrißentwicklung des Kühlhauses beruht auf einer streng durchgeführten Achsenteilung im Anschluß an die 35 je 5 m weiten Joche der Halle. Der Breite nach teilen neun Säulenreihen die Kühlräume in zehn Schiffe. Eine Ansicht (Fig. 18) vom Innern des großen Kühlraumes, vom Punkt A des Grundrisses (Fig. 16) aus aufgenommen, gibt ein Bild der Deckenkonstruktion und der Ausbildung der verschiedenen großen zu vermietenden Zel-

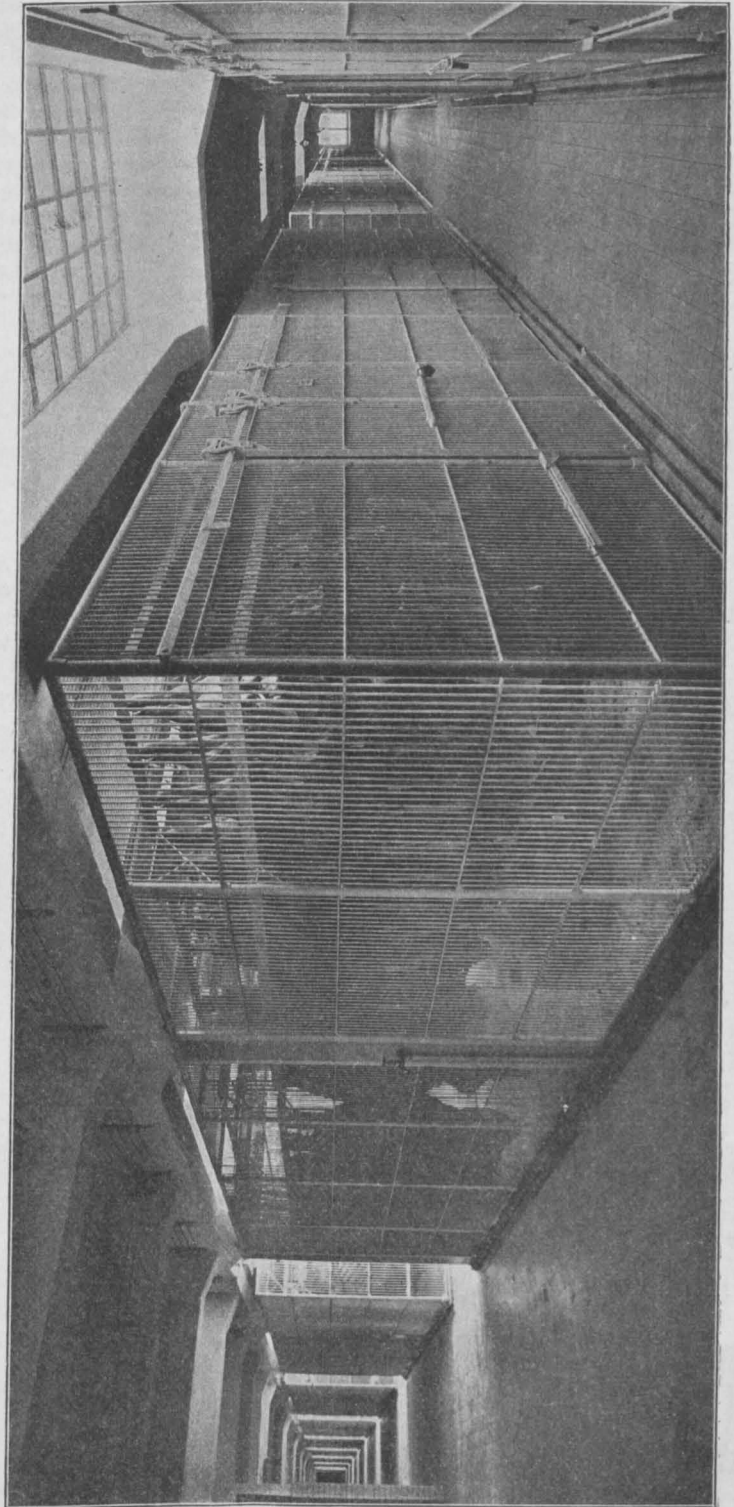


Fig. 18. Innensicht des großen Kühlraums.

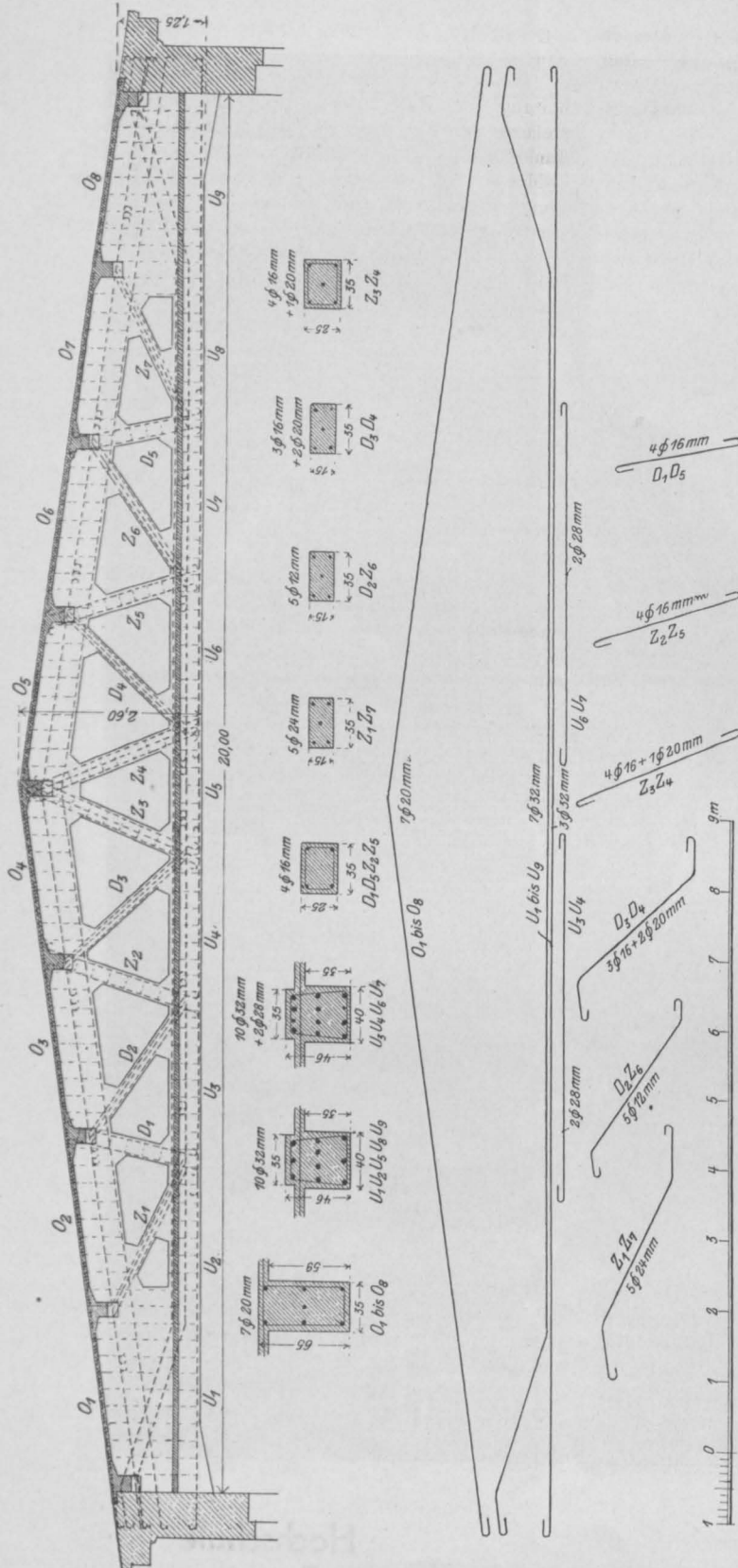


Fig. 19. Konstruktion der Hallenbinder.

len. Durch das Gewicht der großen Fleischmengen werden die Fundamente der einzelnen Pfeiler stark belastet. Noch mehr ist dies der Fall in den beiden östlichsten Langschiffen (vergl. Fig. 17), durch die dort im Obergeschoß aufgestellten 12 Scheibenkühlapparate, von denen jeder bei etwa 17 qm Grundfläche 41 500 kg wiegt. Die 1,4 m im Quadrat großen Fundamentplatten unter den Säulen haben Gesamtlasten von 68 bis 97 t aufzunehmen und liegen auf vier bis fünf Eisenbetonpfeilern von den gleichen Abmessungen wie bei denen unter dem Kessel- und Maschinenhause.

Beachtlich ist endlich die Eisenbetonkonstruktion zur Überdeckung der großen Mittel- und Verbindungshalle. In Fig. 19 ist eine genaue Zeichnung der 36 Fachwerksbinder gegeben, die das Dach und die Decke der 20 m weiten Halle tragen. Die Binder sind symmetrisch konstruiert, obgleich die Belastung der östlichen Deckenhälfte durch die dort in ganzer Länge der Halle an den Bindern aufgehängten Hochgleise wesentlich höher ist als die der linken Hälfte. Die Wandstäbe des Fachwerks sind in der Zeichnung mit D oder Z bezeichnet, je nachdem sie auf Druck oder Zug beansprucht werden. Die unsymmetrische Belastung der Binder führt, wie die Figur ersehen läßt, zu der ungleichartigen Beanspruchung der symmetrisch liegenden Stäbe D_2 und Z_6 . Die Eisenbewehrungen sind überall so bemessen, daß die Spannungen des Eisens unter 1000 kg bleiben. Das 186 m lange Hallendach ist durch fünf Bewegungsfugen in sechs Teile zerlegt. Diese Fugen sind in der Mitte des Binders Nr. 8, 14, 19, 25 und 33 (von Süden her gezählt) angeordnet und setzen sich durch die ganze

Tiefe des anschließenden Kühlhauses in dessen Decken fort. Durch die Anordnung einer wagerechten Decke zwischen den untern Gurtungen der Binder ist der gesundheitspolizeilichen Anforderung genügt, vor allem von der Verbindungshalle, in der sich der ganze Schlachthofverkehr vereinigt, jede Unreinigkeit und jede Möglichkeit einer Seuchenübertragung fernzuhalten. Auf der untern Gurtung der Binder und auf den Wandstäben würde beim Fehlen der untern Decke Gelegenheit zu reichlicher Ablagerung von Staub und Ansteckungskeimen gegeben sein, deren

regelmäßige Entfernung nicht möglich sein würde.

Die gleichen Rücksichten auf leichte Reinhaltung der Halle waren maßgebend bei Herstellung der Wandflächen, die bis 3,8 m Höhe mit dunkelgrünen glasierten Steinen bekleidet sind. Zahlreiche Wasserhähne mit Schlauchanschraubung ermöglichen eine schnelle und häufige Abspritzung der Wände und des asphaltierten Fußbodens der Halle. Die Ausführung der Eisenbetonarbeiten für den Bau des Kühlhauses und des Hallendachs erfolgte durch das Dresdner Zweiggeschäft der Aktiengesellschaft Wayss & Freytag.

BEITRAG ZUR THEORIE DER RIPPENKUPPEL.

Von Dr.-Ing. Henri Marcus (Berlin).

(Fortsetzung und Schluß von S. 26.)

Wir wollen jetzt auch kurz andeuten, wie das bisherige Verfahren auf Kuppeln mit ungerader Rippenanzahl übertragen werden kann.

Wir bilden das Hauptssystem aus der belaste-

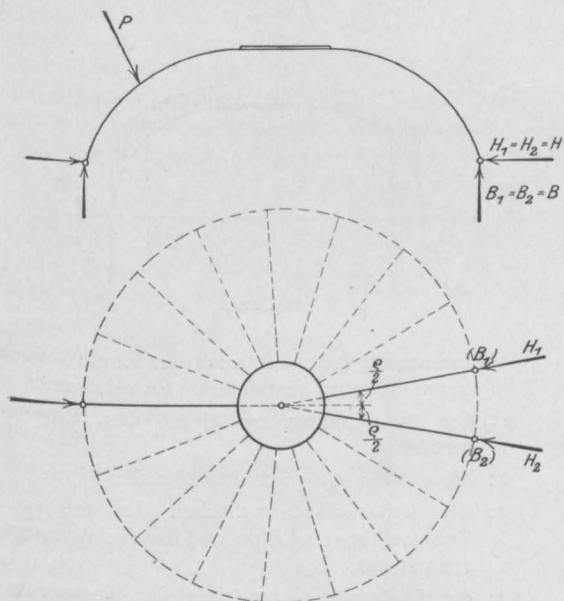


Fig. 14.

Das Hauptssystem wird statisch bestimmt, wenn wir $H_1 = H_2 = 0$ setzen, d. h. wenn wir die Fußgelenke der Nebenrippen durch wagerechte Gleitlager ersetzen (Fig. 15): die äußere Belastung ruft in diesem Träger die Biegemomente \mathfrak{M}_1 an der belasteten und \mathfrak{M}_r an der unbelasteten Seite hervor. Lassen wir an diesem statisch bestimmten Hauptssystem die Schübe $H_1 = H_2 = H = -1$ angreifen (Fig. 16), so entstehen die Biegemomente

$$\mathfrak{M}_1 = 2y \cdot \cos \frac{\varrho}{2}, \quad \mathfrak{M}_r = +1y.$$

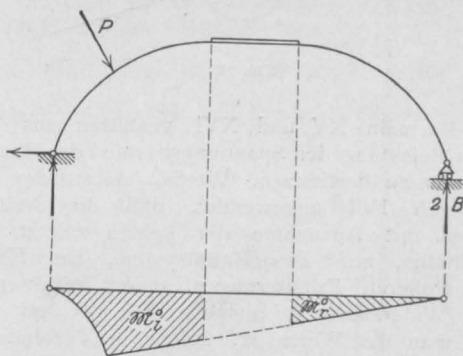


Fig. 15.

ten Rippe, dem Schlußring und den beiden gegenüberliegenden Nebenrippen (Fig. 14): dies Gebilde verhält sich wie ein ebener Träger, weil die Nebenrippen in bezug auf die Hauptrippe symmetrisch angeordnet sind. Aus diesem Grunde müssen ihre Stützenwiderstände den Bedingungen $B_1 = B_2, H_1 = H_2 = H$ genügen.

Man erkennt, daß die Biegemomente des statisch unbestimmten Hauptsystems den Gleichungen

$$\text{XV) } \mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_1 - 2H \cos \frac{\varrho}{2} \cdot y, \quad \mathfrak{M}_r = \mathfrak{M}_r - Hy$$

folgen.

Um den Schub H zu ermitteln, lösen wir die Elastizitätsgleichung:

$$\int_0^l M \cdot \frac{\partial M}{\partial H} \cdot \frac{ds}{EI} = 2 \cos \frac{\varrho}{2} \int_0^l \mathfrak{M}_1 \cdot y \cdot \frac{ds}{EI} + 2 \int_0^l \mathfrak{M}_r \cdot y \cdot \frac{ds}{EI} - 2H \left(1 + 2 \cos^2 \frac{\varrho}{2}\right) \int_0^l y^2 \frac{ds}{EI} = 0$$

auf. Es ergibt sich:

$$\text{XVI)} \quad H = \frac{\cos \frac{\varrho}{2} \int_0^l \mathfrak{M}_1 \cdot y \cdot \frac{ds}{EI} + \int_0^l \mathfrak{M}_r \cdot y \cdot \frac{ds}{EI}}{\left(1 + 2 \cos^2 \frac{\varrho}{2}\right) \int_0^l y^2 \frac{ds}{EI}}$$

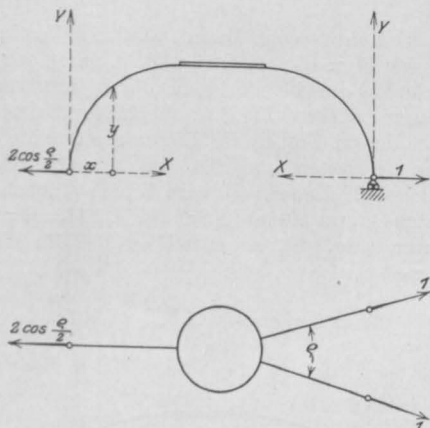


Fig. 16.

Die Formeln XV und XVI gestatten uns bei jeder Belastung den Spannungszustand des Hauptsystems zu bestimmen. Werden sie auf den besonderen Fall angewendet, daß die Nebensysteme, mit Ausnahme der beiden zuletzt betrachteten, auf das Hauptsystem, im Sinne der früheren Erläuterungen, einen resultierenden Widerstand K ausüben (Fig. 4), so erhält man die Werte M' , welche in Verbindung mit den Werten M der Gl. (XV), die wirkliche Beanspruchung des Hauptsystems kennzeichnen. Der weitere Gang der Untersuchung ist dann derselbe wie bei den Kuppeln mit gerader Rippenanzahl.

Die bisherigen Untersuchungen setzten einseitige Belastung der Kuppel voraus: es bleibt uns noch zu zeigen, wie der Fall einer gleichzeitigen und gleichartigen Belastung aller Rippen behandelt werden kann.

Wir bezeichnen mit P die gesamte lotrechte Belastung einer Rippe (Fig. 17): in allen Stützpunkten wirken die gleichen Widerstände X , und $Y = P$. Die Gleichung der Biegemomente lautet

$$\text{XVII)} \quad M = \mathfrak{M}^0 - xy$$

unter \mathfrak{M}^0 ist hierbei das Biegemoment zu verstehen, welches entsteht, wenn $X = 0$ wird, und nur Y und P auf das System wirken.

Die Elastizitätsgleichung

$$\int_0^l M \cdot \frac{\partial M}{\partial X} \frac{ds}{EI} = \int_0^l \mathfrak{M}^0 y \frac{ds}{EI} - X \int_0^l y^2 \frac{ds}{EI} = 0$$

liefert:

$$\text{XVIII)} \quad X = \frac{\int_0^l \mathfrak{M}^0 y \frac{ds}{EI}}{\int_0^l y^2 \frac{ds}{EI}}$$

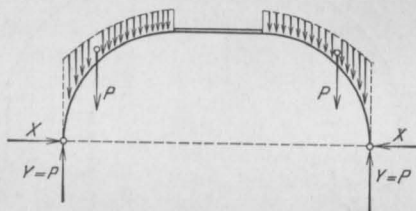


Fig. 17.

Ganz analog läßt sich auch der Einfluß einer Temperaturänderung feststellen. Es seien mit:

- ϵ : der Ausdehnungskoeffizient des Rippenmaterials,
 - h : die mittlere Querschnittshöhe der Rippe,
 - t : der Unterschied zwischen der mittleren Temperatur der Rippe und der Aufstellungstemperatur,
 - Δt : der Unterschied zwischen der Temperatur der äußeren Ränder und der Temperatur der inneren Ränder des Rippenquerschnittes
- bezeichnet. Als äußerer Stützenwiderstand tritt in allen Stützpunkten nur der Schub X_t , welcher in den Rippen die Biegemomente
- XIXa) $M_t = -X_t y$
und die Normalkräfte
XIXb) $N_t = -X_t \cdot \cos \lambda$

erzeugt (Fig. 18): hierbei bedeutet λ den Winkel, welchen die jeweilige Tangente an der Bogenachse mit der Wagerechten bildet.

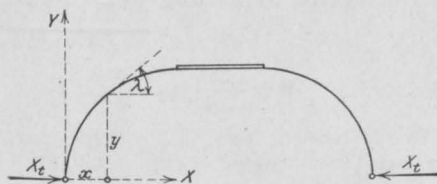


Fig. 18.

Um X_t zu bestimmen, lösen wir die Elastizitätsgleichung

$$\int_0^1 M \frac{\partial M}{\partial X_t} \cdot \frac{ds}{EI} + \epsilon t \int_0^1 \frac{\partial N}{\partial X_t} \cdot ds + \epsilon \frac{\Delta t}{h} \int_0^1 \frac{\partial M}{\partial X_t} \cdot ds = 0$$

auf, und erhalten

$$XX) \dots X_t = \frac{\epsilon t l + \frac{\epsilon \Delta t}{h} \int_0^1 y ds}{\int_0^1 y^2 \frac{ds}{EI}}$$

Wir schließen die bisherigen Untersuchungen durch die Ableitung einiger für die praktische Verwendung besonders geeigneter Formeln ab.

Wir setzen voraus, daß die Bogenachse nach einer Parabel geformt ist, und daß die Querschnittshöhe sich derartig verändert, daß die lotrechte Projektion des Trägheitsmomentes als konstant angesehen werden darf. Es seien also:

$$y = \frac{f}{l^2} \cdot x(2l - x),$$

$$I_x \cdot \frac{dx}{ds} = I_c = \text{Constans.}$$

Eine kurze Zwischenrechnung liefert:

$$\int_0^1 x y dx = \frac{5}{12} \cdot f l^2,$$

$$\int_0^1 x^2 dx = \frac{l^3}{3}, \quad \int_0^1 y^2 dx = \frac{8}{15} f^2 l,$$

mithin:

$$\alpha = \frac{25}{32} \cdot \frac{1}{f}, \quad \beta = \frac{5}{4} \cdot \frac{f}{l}, \quad \gamma = 1 - \alpha \beta = \frac{3}{128}.$$

Wir behandeln zunächst den Fall ausschließlich lotrechter Belastung.

Die Last P im Abstand z vom linken Stützpunkt ruft im statisch bestimmten Hauptsystem (Fig. 19) die Biegemomente:

$$\mathfrak{M}_1 = P x \left(1 - \frac{z}{L}\right), \quad \text{für } x < z, \quad \mathfrak{M}_r = P x \cdot \frac{z}{L}$$

$$\mathfrak{M}_1 = P z \left(1 - \frac{x}{L}\right), \quad \text{für } x > z$$

und die Auflagerwiderstände

$$A^o = P \left(1 - \frac{z}{L}\right), \quad B^o = P \frac{z}{L}$$

hervor. Die Gl. (II) liefert für den Schub H^o den Wert:

$$XXI) H^o = \frac{\int (\mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}_r) y dx}{2 \cdot \int_0^1 y^2 dx'}$$

$$= \frac{5}{64} \cdot \frac{P}{f l^3} (z^4 - 4 l z^3 + 8 l^3 z).$$

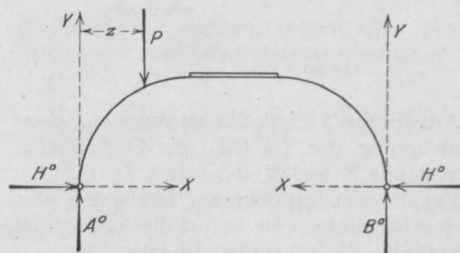


Fig. 19.

Mit Hilfe dieser Gleichung ist es leicht, die Einflußlinien der Biegemomente

$$M_1 = \mathfrak{M}_1 - H^o y, \quad M_r = \mathfrak{M}_r - H^o y$$

zu bestimmen. Wir finden nun der Reihe nach

$$\int_0^1 (M_1 - M_r) y dx$$

$$= \frac{P f}{12 l^2} \left(z^4 - 4 l z^3 + 8 l^3 z - 10 \frac{l^4}{L} z \right),$$

$$\int_0^1 (M_1 - M_r) x dx$$

$$= \frac{P}{6} \left(3 l^2 z - 4 \frac{l^3}{L} z - z^3 \right),$$

$$\int_0^1 (M_1 + M_r) (\alpha y - x) dx$$

$$= \frac{P}{384} \left(8 l^2 z - 36 z^3 + 25 \frac{z^4}{l} \right),$$

somit:

$$\begin{cases} U = \frac{5}{64} \cdot \frac{P}{f^3} \left(z^4 - 4l z^3 + 8l^3 z - 10 \frac{l^4}{L} z \right), \\ V = \frac{1}{4} \cdot \frac{P}{l^3} \left(3l^2 z - 4 \frac{l^3}{L} z - z^3 \right), \\ Z = \frac{P}{256 l^3} \left(25 \frac{z^3}{l} + 8l^2 z - 36 z^3 \right), \end{cases}$$

$$\text{XXII) } \dots \begin{cases} R = \frac{U - \alpha V}{\gamma} = \frac{5}{3} \cdot \frac{P}{l^2 f} \left(2 \frac{z^4}{l} - 3z^3 + l^2 z \right) \\ S = \frac{\beta U - V}{\gamma} = \frac{P}{6} \cdot \frac{z}{l} \left(25 \frac{z^3}{l^3} + 8 - 36 \frac{z^2}{l^2} + 6 \frac{1}{L} \right) = \frac{Z}{\gamma} + \frac{P z}{L} \\ \frac{Z}{\gamma} = \frac{P}{6} \cdot \frac{z}{l} \left(25 \frac{z^3}{l^3} + 8 - 36 \frac{z^2}{l^2} \right) \end{cases}$$

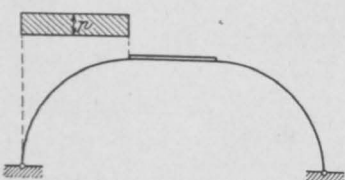


Fig. 20.

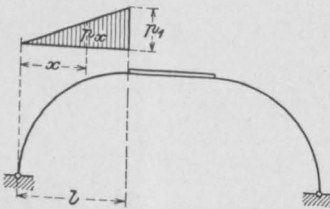


Fig. 21.

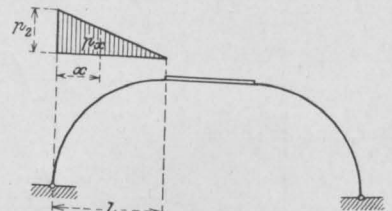


Fig. 22.

Aus diesen 3 Einflußlinien werden, unter Zugrundelegung der Gl. (XI), die Einflußlinien der Widerstände X und Y abgeleitet.

Für die bei Kuppeln am häufigsten vorkommenden Belastungsfälle liefert die Auswertung der Einflußlinien die folgenden Werte:

Fall A (Fig. 20). Gleichmäßige totale Belastung einer Rippe mit p.

$$\text{XXIa) } \dots \quad H^0 = \frac{1}{4} \cdot p \cdot \frac{l^2}{f}$$

$$\text{XXIIa) } \dots \begin{cases} R = \frac{1}{4} \cdot p \cdot \frac{l^2}{f} \\ S = \frac{1}{2} \cdot p \cdot \frac{l^2}{L} \\ \frac{Z}{\gamma} = 0. \end{cases}$$

Fall B (Fig. 21). Dreieckförmige, nach dem Scheitel zunehmende, gleichmäßig verteilte Belastung $p_x = p_1 \cdot \frac{x}{l}$.

$$\text{XXIb) } \dots \quad H^0 = -\frac{61}{384} \cdot p_1 \cdot \frac{l^2}{f}$$

$$\text{XXIIb) } \dots \begin{cases} R = \frac{1}{9} \cdot p_1 \cdot \frac{l^2}{f} \\ S = p_1 \cdot \frac{1}{180} \left(60 \frac{1}{L} - 11 \right) \\ \frac{Z}{\gamma} = -\frac{11}{180} \cdot p_1 \cdot l. \end{cases}$$

Fall C (Fig. 22). Dreieckförmige, nach dem Kämpfer zunehmende, gleichmäßig verteilte Belastung $p_x = \frac{p_2}{l} (l-x)$.

$$\text{XXIc) } \dots \quad H^0 = \frac{35}{384} \cdot p_2 \cdot \frac{l^2}{f}$$

$$\text{XXIIc) } \dots \begin{cases} R = \frac{5}{36} \cdot p_2 \cdot \frac{l^2}{f} \\ S = p_2 \cdot \frac{1}{180} \left(30 \frac{1}{L} + 11 \right) \\ \frac{Z}{\gamma} = + \frac{11}{180} \cdot p_2 \cdot l. \end{cases}$$

Es möge jetzt noch der Einfluß einer wagerechten Belastung in zwei wichtigen Fällen näher untersucht werden.

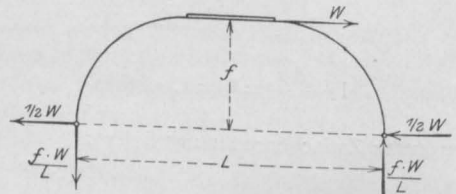


Fig. 23.

Fall I. Eine Kraft W greift am Schlußring an (Fig. 23).

Es ist ohne weiteres zu erschen, daß die Biegemomente des Hauptsystems den Gleichungen

$$\text{XXIII) } M^0_l = -M^0_r = \frac{W}{2} \left(y - \frac{2f}{L} x \right)$$

folgen. Daher ergibt sich:

$$\int_0^1 (M^o_1 - M^o_r) y \, dx = W \left(\frac{8}{15} f^2 l - \frac{5}{6} \cdot f \cdot \frac{l^2}{L} \right)$$

$$\int_0^1 (M^o_1 - M^o_r) x \, dx = W \left(\frac{5}{12} f l^2 - \frac{2}{3} \cdot f \cdot \frac{l^3}{L} \right)$$

$$\int_0^1 (M^o_1 + M^o_r) (\alpha y - x) \, dx = 0.$$

Somit:

$$U = \frac{W}{2} \left(1 - 2 \frac{\alpha f}{L} \right),$$

$$V = \frac{W}{2} \left(\beta - \frac{2f}{L} \right), \quad Z = 0.$$

$$\text{XXIV) } \begin{cases} R = \frac{1}{2} W \\ S = \frac{f}{L} W \\ Z = 0 \\ Y_\varphi = -\frac{f}{L} \cdot W \cdot \frac{\cos \varphi}{1 + \mu} \\ X_\varphi = -\frac{W}{2} \cdot \frac{\cos \varphi}{1 + \mu} \end{cases}$$

Fall II. Eine Hauptrippe wird durch eine gleichmäßig verteilte, trapezförmige Windbelastung beansprucht (Fig. 24).

Wir bezeichnen mit w den auf die Flächeneinheit einer lotrechten Wand entfallenden wagrechten Winddruck.

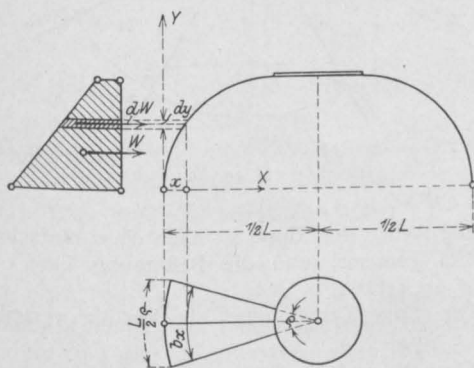


Fig. 24.

In der Höhe y nimmt ein Kuppelstreifen dF die Windkraft

$$dW = w \, dF = w \cdot b_x \cdot dy$$

auf. Wie aus der Zeichnung zu ersehen, ist

$$b_x = \varrho \frac{L}{2} \left(1 - \frac{2x}{L} \right).$$

Da

$$\frac{dy}{dx} = \frac{d}{dx} \left[\frac{f}{l^2} \cdot x(2l-x) \right] = \frac{2f}{l^2} (l-x),$$

so ist auch

$$dW = w \varrho L \frac{f}{l^2} (l-x) \left(1 - \frac{2x}{L} \right) dx,$$

und mithin

$$\text{XXV) } W = \int_0^1 dW = \frac{w}{2} \varrho L f \left(1 - \frac{2}{3} \frac{l}{L} \right).$$

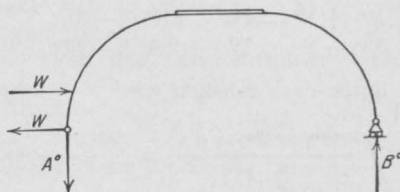


Fig. 25.

Im statisch bestimmten Hauptsystem (Fig. 25) entstehen die lotrechten Auflagerreaktionen:

$$\begin{aligned} \text{XXVIa) } A^o &= -B^o = -\int_0^1 y \frac{dW}{L} \\ &= -\frac{w}{60} \cdot \varrho f^2 \left(15 - 14 \frac{l}{L} \right). \end{aligned}$$

Das linke feste Gelenk übernimmt den ganzen Schub $H_1 = -W$. Es entstehen daher an der Stelle x_0, y_0 die Biegemomente

$$\mathfrak{M}'_1 = W y_0 + A^o x_0 - \mathfrak{M}'_1,$$

bzw.

$$\mathfrak{M}'_r = -A^o x_0,$$

wobei

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}'_1 &= \int_0^{x_0} dW (y_0 - y) \\ &= \frac{wL}{30} \varrho f^2 \frac{x_0^2}{l^4} \left[30 \left(l^2 - l x_0 + \frac{x_0^2}{4} \right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{x_0}{L} (20 l^2 - 25 l x_0 + 8 x_0^2) \right]. \end{aligned}$$

Der Schub H des einfach statisch unbestimmten Hauptsystems ergibt sich nach Gl. (II) zu:

$$\begin{aligned} \text{XXVIb) } H &= \int_0^1 \frac{(\mathfrak{M}'_1 + \mathfrak{M}'_r) y \, dx}{\frac{16}{15} \cdot f^2 l} \\ &= \frac{wL}{224} \varrho f \left(32 - 29 \frac{l}{L} \right). \end{aligned}$$

Die Gl. (XXIa) und (XXIIa) liefern:

$$H^o_l = H^o_r = \frac{1}{4} \cdot p \cdot \frac{l^2}{f} = 5 p;$$

$$R = \frac{1}{4} \cdot p \cdot \frac{l^2}{f} = 5 p;$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot p \cdot \frac{l^2}{L} = 2,08 p; \quad Z = 0$$

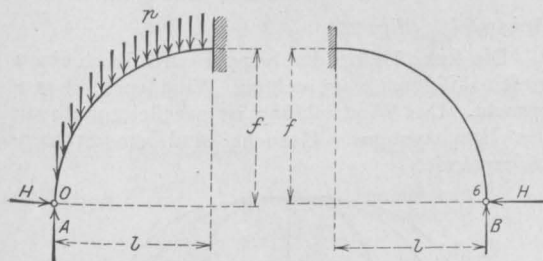


Fig. 26 a.

Fig. 26 b.

Nach Gl. (XI) sind:

$$X_\varphi = -\cos \varphi \cdot \frac{R}{1+\mu} = -1,667 p \cdot \cos \varphi,$$

$$Y_\varphi = -\cos \varphi \cdot \frac{S}{1+\mu} = -0,695 p \cdot \cos \varphi.$$

Demnach ergibt sich:

$$X_1 = -X_5 = -1,444 p; \quad X_2 = -X_4 = -0,8333 p; \\ X_3 = 0;$$

$$Y_1 = -Y_5 = -0,602 p; \quad Y_2 = -Y_4 = -0,3475 p; \\ Y_3 = 0.$$

Ferner erhält man aus Gl. (XIa):

$$X_o = H^o_l + R \cdot \frac{\mu}{1+\mu} = p \left(5 + 5 \cdot \frac{2}{3} \right) = +8,333 p,$$

$$X_6 = H^o_r - R \cdot \frac{\mu}{1+\mu} = p \left(5 - 5 \cdot \frac{2}{3} \right) = +1,667 p,$$

$$Y_o = A^o + S \cdot \frac{\mu}{1+\mu} = p \left(7,92 + 2,08 \cdot \frac{2}{3} \right) = 9,31 p,$$

$$Y_6 = B^o - S \cdot \frac{\mu}{1+\mu} = p \left(2,08 - 2,08 \cdot \frac{2}{3} \right) = +0,695 p.$$

Diese Zahlen zeigen, daß die Stützenwiderstände X_o und Y_o der belasteten Rippe der Kuppel größer sind als die entsprechenden Widerstände H^o_l und A^o des Hauptsystems: jedoch ist die Biegungsbeanspruchung der Kuppel wesentlich kleiner als diejenige des Hauptsystems.

Die Gleichung der Biegemomente der belasteten Rippe lautet allgemein (Fig. 26a):

$$M = A x - H y - p \frac{x^2}{2}.$$

M_{\max} tritt an der Stelle

$$x_o = \frac{A - \frac{2f}{1} \cdot H}{p - \frac{2f}{l^2} \cdot H} \text{ auf.}$$

Für das Hauptsystem ist

$$A = 7,92 p; \quad H = 5 p; \quad x_o = 5,84 m; \quad M_{\max} = 9,3 p.$$

Für die belastete Rippe der Kuppel ist

$$A = 9,31 p; \quad H = 8,333 p; \quad x_o = 5,865 m; \quad M_{\max} = 2,8 p.$$

Man ersieht, daß das räumliche System sich durch eine sehr günstige Spannungsverteilung auszeichnet.

Auch an der unbelasteten Seite treten diese Vorzüge hervor.

Die Gleichung der Biegemomente der Rippe 6 lautet nach Fig. 26 b:

$$M = B x - H y.$$

M_{\max} tritt an der Stelle

$$x_o = l \left(1 - \frac{1}{2f} \cdot \frac{B}{H} \right) \text{ auf.}$$

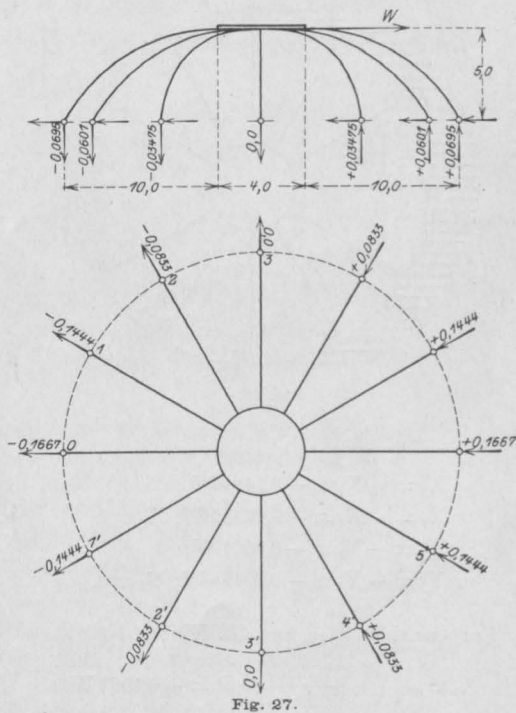


Fig. 27.

Für das Hauptsystem allein ist

$$B = 2,08 p; \quad H = 5 p; \quad x_o = 5,84 m; \quad M_{\max} = -8,55 p.$$

Für die Rippe 6 der Kuppel ist

$$B = 0,695 p; \quad H = 1,667 p; \quad x_o = 5,83 m; \quad M_{\max} = -2,84 p.$$

Aus dieser Untersuchung geht hervor, daß die belastete Rippe sich fast wie ein bogenförmiger

Träger verhält, der am Kämpfer gelenkartig gelagert und am Scheitel eingespannt wäre: der Spannungswiderstand verteilt sich sehr regelmäßig auf die unbelasteten Rippen.

Beispiel 2 (Fig. 27).

Am Scheitel der Kuppel greift eine wagerechte Last W an. Die Gl. (XXIV) liefern sofort:

$$X_{\varphi} = -\frac{W}{2} \cdot \frac{\cos \varphi}{1+\mu} = -0,1667 W \cos \varphi$$

$$Y_{\varphi} = -f \frac{W}{L} \cdot \frac{\cos \varphi}{1+\mu} = -0,0695 W \cos \varphi$$

$$R = \frac{1}{2} W = 0,5 W; S = \frac{f}{L} \cdot W = 0,208 W; Z = 0.$$

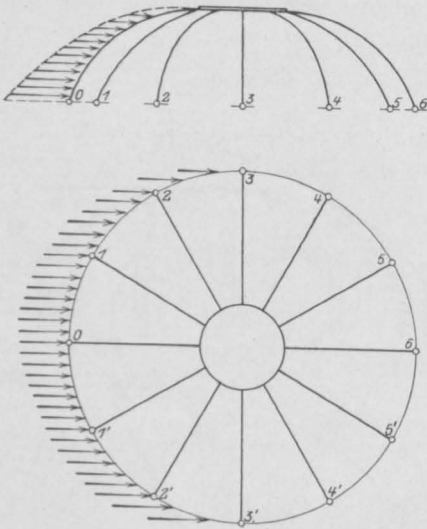


Fig. 28.

Hieraus ergibt sich:

$$X_1 = -X_5 = -0,1444 W;$$

$$X_2 = -X_4 = -0,08333 W; X_3 = 0$$

$$Y_1 = -Y_5 = -0,0601 W;$$

$$Y_2 = -Y_4 = -0,03475 W; Y_3 = 0.$$

Ferner erhält man aus Gl. XIa:

$$X_0 = -\frac{W}{2} + \frac{\mu}{1+\mu} \cdot R = -0,1667 W,$$

$$X_6 = +\frac{W}{2} - \frac{\mu}{1+\mu} \cdot R = +0,1667 W,$$

$$\text{aus Gl. XXV, } W_0 = w \frac{L}{2} \varphi \left(1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{L} \right) = 22,1 w$$

$$\text{XXVI, } A^0 = -B^0 = -w \left(\frac{L}{2} \cdot \varphi \right) \cdot \frac{f^2}{30 L} \left(15 - 14 \frac{1}{L} \right) = -1,995 w$$

$$Y_0 = -\frac{Wf}{L} + \frac{\mu}{1+\mu} \cdot S = -0,0695 W,$$

$$Y_6 = +\frac{Wf}{L} - \frac{\mu}{1+\mu} \cdot S = +0,0695 W.$$

Diese Zahlen zeigen, daß die Stützpunkte der belasteten Kuppelhälfte einen Zugwiderstand und diejenigen der unbelasteten Hälfte einen Druckwiderstand leisten: bemerkenswert ist die deutliche Gesetzmäßigkeit in der Spannungsverteilung.

Beispiel 3 (Fig. 28).

Die linke Hälfte der Kuppel wird durch einen gleichmäßigen, wagerechten Winddruck beansprucht. Die Windrichtung ist parallel zur Ebene des Hauptsystems. Gesucht sind die Stützwiderstände.

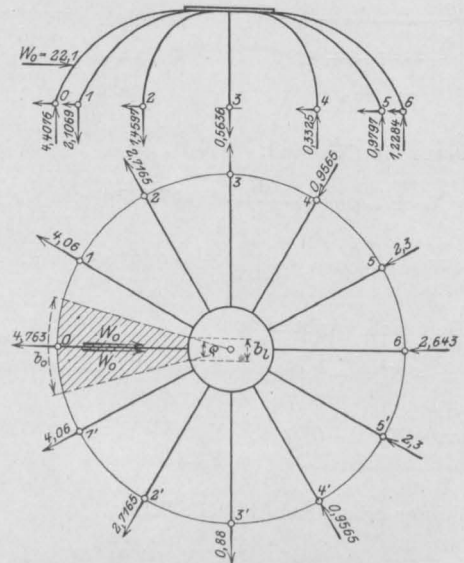


Fig. 29.

Wir denken uns zunächst nur die Rippe 0 belastet (Fig. 29): sie übernimmt den auf die schraffierte Fläche entfallenden Winddruck W_0 . Letzterer ist nach einem Trapez, dessen Ordinaten den Gleichungen:

$$b_0 = \frac{L}{2} \cdot \varphi, \quad b_1 = r \varphi$$

genügen, verteilt. Es ist also die gleiche Belastungsform wie in dem vorhin behandelten Fall II. (Vergl. S. 53.)

Der Winddruck auf eine zur Windrichtung normale Fläche sei mit w bezeichnet. Der Reihe nach erhalten wir:

$$\text{XXVIIa, } H^0_1 = -w \left(\frac{L}{2} \cdot \varrho \right) \cdot \frac{f}{336} \left(240 - 137 \frac{1}{L} \right) = -16,51 w$$

$$\text{XXVIIb, } H^0_r = w \left(\frac{L}{2} \cdot \varrho \right) \cdot \frac{f}{112} \left(32 - 29 \frac{1}{L} \right) = +5,59 w$$

$$\text{XXVIII, } \begin{cases} R = w \left(\frac{L}{2} \cdot \varrho \right) \cdot \frac{f}{63} \left(33 - 26 \frac{1}{L} \right) = +11,02 w \\ S = -w \left(\frac{L}{2} \cdot \varrho \right) \cdot \frac{f^2}{30} \left[\frac{1}{L} \left(14 \frac{1}{L} - 15 \right) + \frac{31}{168} \cdot \frac{1}{L} \left(31 \frac{1}{L} - 48 \right) \right] = +5,377 w \\ Z/\gamma = \frac{w}{1} \left(\frac{L}{2} \cdot \varrho \right) \cdot f^2 \cdot \frac{31}{5040} \left(48 - 31 \frac{1}{L} \right) = +3,382 w. \end{cases}$$

$$\text{Hierbei ist } \frac{L}{2} \cdot \varrho = \frac{1}{12} \cdot \pi L = \frac{1}{12} \cdot 3,14 \cdot 24 = 6,28 m.$$

Die Gl. (XI) liefern:

$$X_\varphi = -\frac{\alpha}{n} \cdot \frac{Z}{\gamma} - \cos \varphi \cdot \frac{R}{1+\mu} = -\frac{25}{32} \cdot \frac{10}{5} \cdot \frac{1}{6} \cdot 3,382 \cdot w - \cos \varphi \cdot \frac{11,02}{3} w = -(0,88 + 3,673 \cos \varphi) w$$

$$Y_\varphi = -\frac{1}{n} \cdot \frac{Z}{\gamma} - \cos \varphi \cdot \frac{S}{1+\mu} = -\frac{1}{6} \cdot 3,382 w - \cos \varphi \cdot \frac{5,377}{3} w = -(0,5636 + 1,7923 \cos \varphi) w.$$

Hiernach ergibt sich für $\varphi = \varrho, = 2\varrho, = 3\varrho, = 4\varrho, = 5\varrho$:

$$X_1 = -4,06 w, \quad X_2 = -2,7165 w, \quad X_3 = -0,88 w, \quad X_4 = +0,9565 w, \quad X_5 = +2,3 w;$$

$$Y_1 = -2,1069 w, \quad Y_2 = -1,4597 w, \quad Y_3 = -0,5636 w, \quad Y_4 = +0,3325 w, \quad Y_5 = +0,9797 w.$$

Ferner werden nach Gl. (XXIa) errechnet:

$$X_o = H^0_1 + \left[\alpha \frac{(n-1)}{n} \cdot \frac{Z}{\gamma} + \frac{\mu}{1+\mu} \cdot R \right] = -16,51 w + w \left[\frac{25}{32} \cdot \frac{10}{5} \cdot \frac{5}{6} \cdot 3,382 + \frac{2}{3} \cdot 11,02 \right] = -4,763 w$$

$$X_6 = H^0_r + \left[\alpha \frac{(n-1)}{n} \cdot \frac{Z}{\gamma} - \frac{\mu}{1+\mu} \cdot R \right] = +5,59 w + w \left[\frac{25}{32} \cdot \frac{10}{5} \cdot \frac{5}{6} \cdot 3,382 - \frac{2}{3} \cdot 11,02 \right] = +2,643 w$$

$$Y_o = A^0 + \left[\frac{n-1}{n} \cdot \frac{Z}{\gamma} + \frac{\mu}{1+\mu} \cdot S \right] = -1,995 w + w \left[\frac{5}{6} \cdot 3,382 + \frac{2}{3} \cdot 5,377 \right] = +4,4076 w$$

$$Y_6 = B^0 + \left[\frac{n-1}{n} \cdot \frac{Z}{\gamma} - \frac{\mu}{1+\mu} \cdot S \right] = +1,995 w + w \left[\frac{5}{6} \cdot 3,382 - \frac{2}{3} \cdot 5,377 \right] = +1,2284 w.$$

Die Verteilung der Stützenwiderstände ist in Fig. 29 dargestellt.

Es dürfte vielleicht zunächst seltsam erscheinen, daß die lotrechte Komponente Y_o der Auflagerreaktion der belasteten Rippe eine Druckkraft ist. Dies Ergebnis ist leicht zu erklären, wenn man in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der bisherigen Untersuchungen bedenkt, daß die unbelasteten Rippen sich einer Verschiebung des Schlußringes so stark widersetzen, daß die belastete Rippe sich wie ein Träger mit 2 festen Stützpunkten verhält: die Verteilung der Kämpferdrucke eines solchen Trägers vollzieht sich, wie in Fig. 30 dargestellt, und hierdurch wird die Richtigkeit unserer Auffassung bestätigt.

Betrachten wir jetzt die Rippe 1, deren Achse mit der Windrichtung den Winkel ϱ bildet (Fig. 31). Der Belastungsstreifen dieser Rippe hat den gleichen Flächeninhalt F wie der Belastungs-

streifen der Hauptrippe: seine Projektion auf eine Ebene senkrecht zur Windrichtung ist $F' = F \cos \varrho$, der gesamte auf die Rippe entfallende Winddruck ist also

$$W = w F \cos \varrho = W_o \cos \varrho.$$

Wird letzterer in zwei Komponenten, senkrecht und parallel zur Ebene der Rippe 1 zerlegt, so ergibt sich für die in der Meridianebene wirkende Windbelastung der Betrag

$$W_1 = W_o \cos^2 \varrho.$$

Analog erhalten die Rippen 1', 2 und 2' die Belastungen:

$$W_{1'} = W_o \cos^2 \varrho, \quad W_2 = W_o \cos^2 (2\varrho) = W_{2'}.$$

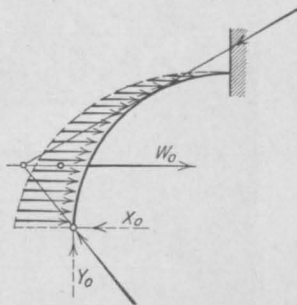


Fig. 30.

Tabelle I. Werte $\frac{X_{ij}}{W}$.

Belastung	$X_0 : W$	$X_1 : W$	$X_2 : W$	$X_3 : W$	$X_4 : W$	$X_5 : W$	$X_6 : W$	$X_5' : W$	$X_4' : W$	$X_3' : W$	$X_2' : W$	$X_1' : W$
W_2	—	0,6791	—	1,015	—	0,6791	—	0,22	—	0,6608	—	0,22
W_1	—	3,045	—	2,0374	—	0,66	—	0,7174	—	1,725	—	2,0374
W_0	—	4,763	—	2,7165	—	0,88	—	2,30	—	0,9565	—	4,06
W_1'	—	3,045	—	0,66	—	0,7174	—	1,9822	—	0,66	—	3,045
W_2'	—	0,6791	—	0,575	—	0,6608	—	0,575	—	0,6791	—	0,22
$\Sigma \frac{X_{ij}}{W}$	—	12,2112	—	2,64	—	2,0032	—	5,3546	—	2,0032	—	10,9046

Tabelle II. Werte $\frac{Y_{ij}}{W}$.

Belastung	$Y_0 : W$	$Y_1 : W$	$Y_2 : W$	$Y_3 : W$	$Y_4 : W$	$Y_5 : W$	$Y_6 : W$	$Y_5' : W$	$Y_4' : W$	$Y_3' : W$	$Y_2' : W$	$Y_1' : W$
W_2	—	0,3649	—	0,5267	—	0,3649	—	0,0831	—	0,3071	—	0,1409
W_1	—	1,5801	—	1,0947	—	0,4227	—	0,2493	—	0,7347	—	1,0947
W_0	—	4,4076	—	0,5636	—	0,3325	—	0,9797	—	0,3325	—	2,1069
W_1'	—	1,5801	—	0,2493	—	0,7347	—	0,2493	—	0,4227	—	1,5801
W_2'	—	0,3649	—	0,245	—	0,3071	—	0,1409	—	0,3549	—	0,5267
$\Sigma \frac{Y_{ij}}{W}$	—	0,5176	—	1,6907	—	0,5867	—	2,2544	—	0,5867	—	0,5635

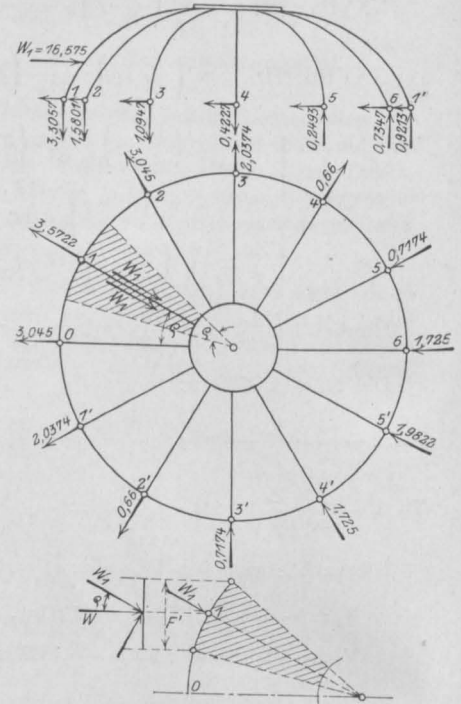


Fig. 31.

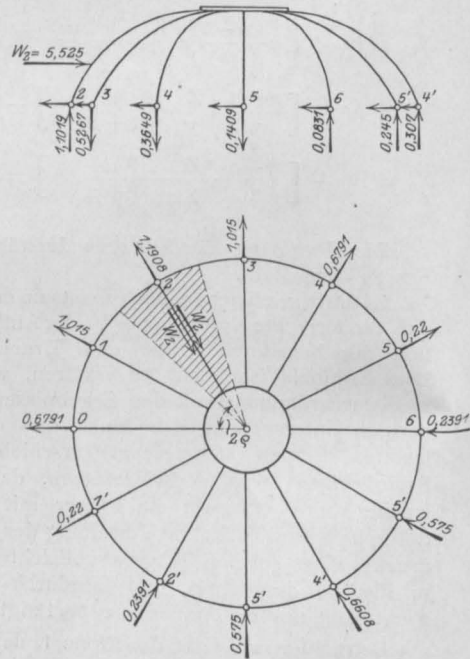


Fig. 32.

Da $\cos^2 \varphi = 0,86603^2 = 0,75$,
 $\cos^2 2\varphi = 0,5^2 = 0,25$,

so sind die Stützenwiderstände, welche den Belastungen W_1 , bzw. W_2 entsprechen, gleich den 0,75 —, bzw. 0,25fachen Stützwiderständen der Belastung W_0 .

Hiernach ergibt sich, wenn die Rippe 1 belastet wird (Fig. 31):

$$\begin{aligned} X_1 &= -3,5722 \text{ w}, & X_2 &= -3,045 \text{ w}, \\ X_3 &= -2,0374 \text{ w}, & X_4 &= -0,66 \text{ w}, \\ X_5 &= +0,7174 \text{ w}, & X_6 &= +1,725 \text{ w}, \\ X_{3'} &= +1,9822 \text{ w}; \\ Y_1 &= +3,3057 \text{ w}, & Y_2 &= -1,5801 \text{ w}, \\ Y_3 &= -1,0947 \text{ w}, & Y_4 &= -0,4227 \text{ w}, \\ Y_5 &= +0,2493 \text{ w}, & Y_6 &= +0,7347 \text{ w}, \\ Y_{5'} &= +0,9213 \text{ w}; \end{aligned}$$

und wenn die Rippe 2 belastet wird (Fig. 32):

$$\begin{aligned} X_2 &= -1,1908 \text{ w}, & X_3 &= -1,015 \text{ w}, \\ X_4 &= -0,6791 \text{ w}, & X_5 &= -0,22 \text{ w}, \\ X_6 &= +0,2391 \text{ w}, & X_{5'} &= +0,575 \text{ w}, \\ X_{4'} &= +0,6608 \text{ w}; \\ Y_2 &= +1,1019 \text{ w}, & Y_3 &= -0,5267 \text{ w}, \\ Y_4 &= -0,3649 \text{ w}, & Y_5 &= -0,1409 \text{ w}, \\ Y_6 &= +0,0831 \text{ w}, & Y_{5'} &= +0,245 \text{ w}, \\ Y_{4'} &= +0,3071 \text{ w}. \end{aligned}$$

Um den gesamten Windeinfluß feststellen zu können, müssen die Beiträge der 5 Belastungen $W_2, W_1, W_0, W_{1'}, W_{2'}$ zusammengefaßt werden. Die Werte der resultierenden Stützenwiderstände sind in den beiden Tabellen auf Seite 58 vereinigt.

Die Verteilung der Stützenwiderstände ist in

Fig. 33 dargestellt: man erkennt, daß ein bedeutender Anteil der Kräfteübertragung auf die un-

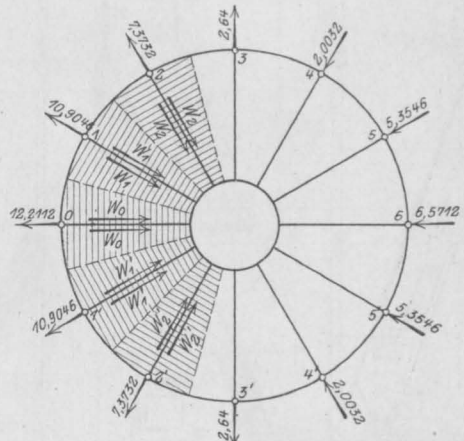
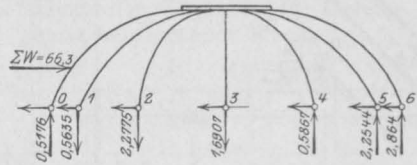


Fig. 33.

belasteten Rippen entfällt, und daß durch den gemeinsamen Schlußring ein günstiger Ausgleich in den Spannungen aller Glieder der Kuppel geschaffen wird.

NEUE AUSFÜHRUNGEN IN EISENBETON.

Von Dipl.-Ing. Ernst Mautner,

Oberingenieur der Firma Dücker & Cie., Betonbaugesellschaft m. b. H. (Düsseldorf).

Isolawerke Düren — Kohlen-
wäusche Old Silkstone — Straßen-
bahnhalldüsseldorf — Emscher-
brunnen Essen-Ruhr.

I. Isolawerke Düren.

Für die Continentale Isolawerke Act.-Ges. in Zürich wurden im 2. Halbjahr 1911 in Birkesdorf bei Düren (Rhld.) weitläufige Fabrikanlagen nach Zeichnungen des Architekten B. D. A. G. Börstinghaus in Düren (Rhld.) geschaffen, bei denen der Eisenbeton eine ausgedehnte Anwendung fand.

Da die ganze Erzeugung der elektrischen Isolierpräparate eine äußerst feuergefähr-

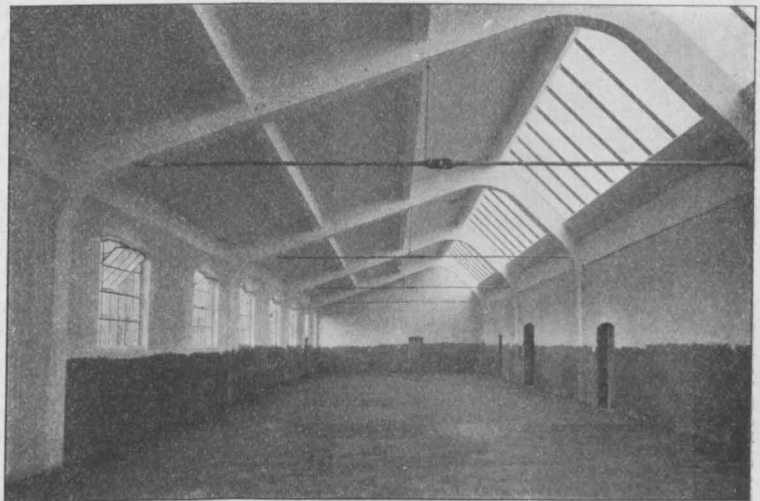


Fig. 1a.

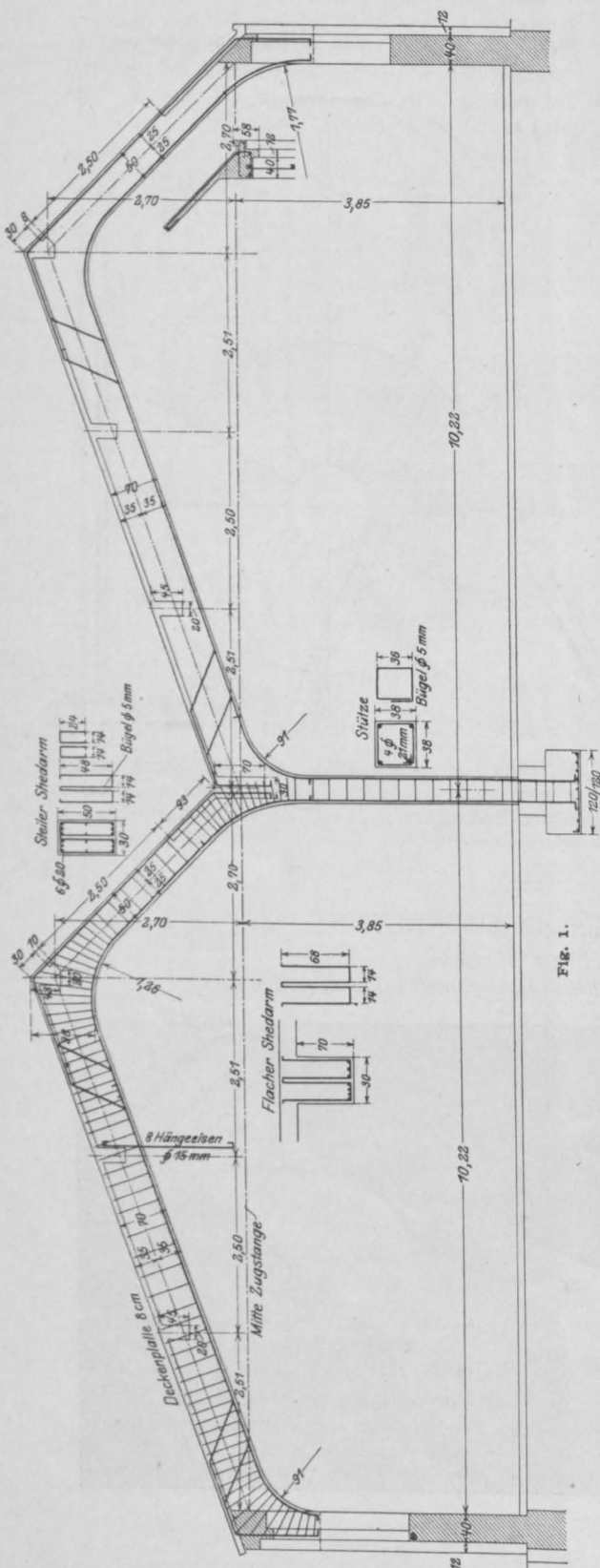


Fig. 1.

liche und in einzelnen Räumen auch mit abnorm hohen Temperaturen (bis 90° C) verbunden ist, war Eisenbeton von vornherein das gegebene Baumaterial hierfür. Es sind daher auch in allen in Betracht kommenden Räumen mit Ausnahme des Kohlenschuppens und des Kesselhauses, Eisenbetondecken und Dächer ausgeführt. Die Umfassungsmauern sind tragend aus Ziegelsteinen hergestellt.

Bemerkenswertes in der Detailausbildung der verschiedenen Gebäude bieten vielleicht die Sheddachkonstruktion über der Kleberei und der Asbestpreßabteilung.

Derartige Shedkonstruktionen sind bereits in größerer Zahl in Eisenbeton ausgeführt und treten in wirtschaftlicher als auch besonders in ästhetischer Beziehung in erfolgreichen Wettbewerb mit Eisenbindern, wobei allerdings zu beachten ist, daß dies nur bis zu einer gewissen Spannweite, die um 10–11,0 m herum liegt, zutrifft. Darüber hinaus werden die Eisenbetonbinder zu hoch und schwer; im allgemeinen daher, von einzelnen besonderen Fällen abgesehen, unrationell. Bei noch größeren Spannweiten aber wird die Shedform überhaupt nicht mehr zu empfehlen sein, denn zur Belichtung des Raumes in der ganzen Tiefe sind dann sehr hohe Dächer erforderlich, die neben anderen Nachteilen noch die Unannehmlichkeit allzu großer, wertloser Lufträume besitzen, die das Warmhalten bzw. Heizen sehr erschweren. Man zieht dann, wenn eine Unterteilung in mehrere Shedgruppen hintereinander nicht tunlich ist, flache Dachkonstruktionen mit Laternen oder ähnliche Ausführungen vor (vgl. Zeitschr. des österr. Ing.- und Arch.-Vereins XIII. 1911 Nr. 37, S. 586/587).

Die Kleberei ist überdeckt von zwei hintereinander liegenden Sheds von je 10,22 m (Fig. 1 u. 1a) Spannweite, die auf einer Mittelstütze und den beiderseitigen Umfassungsmauern aufliegen. In der südlichen Außenmauer sind für eine spätere Erweiterung gleichfalls Stützen vorgesehen. Die Binder sind als unsymmetrische Dreiecksbinder mit Zugband ausgebildet. Die Zuganker bestehen aus Rundeisen mit einem Spannschloß in der Mitte und sind einmal in halber Spannweite aufgehängt. Die Verankerung im Binder erfolgte mittels 2 Winkleisen 150·15 mm und einer schmiedeeisernen Platte. Zur Befestigung derselben an das Rundeisen ist an letzteres ein entsprechend geformtes Preßstück angeschweißt.

Die Binder stehen in Abständen von 8,80 m. Zwischen den flachen Armen sind Pfetten gespannt, welche die Dachdecke tragen. Die steile Dachfläche wird durch eine kittlose Verglasung von 6–8 mm dickem Drahtglas gebildet. Die Walzeisenprossen liegen auf der Firstpfette und einer konsolartig ausragenden Decke auf. Die

struktionsglieder sind dementsprechend geringer. Nur zwei der Binder haben eine Mittelstütze, die übrigen liegen auf einer Zwischenmauer auf. Die Ausbildung der Zuganker ist dieselbe wie bei den zuerst besprochenen Sheds.

Die Binder sind, wie bereits oben erwähnt, als Dreiecksbinder mit Zugband berechnet. Der Anschluß an die Stützen ist gelenkig vorausgesetzt,



Zu erwähnen wäre schließlich noch die Konstruktion des Kohlenschuppens. Die Dachkonstruktion wird von einem bombierten Wellblechdach mit Zugband auf eisernen Stützen gebildet.

Bis ungefähr zur halben Höhe sind zwischen letzteren Eisenbetonwände gespannt, die den Seitendruck der gelagerten Kohle aufnehmen.

An der Giebelwand mußte aber Vorsorge getroffen werden, daß bei späterer Aufstellung eines zweiten Kessels im anschließenden Kesselhaus dieser durch die Wand hereingeschaft werden konnte. Um die hierfür erforderliche Öffnung in der Umfassungswand ohne Zerstörung der ganzen Konstruktion herstellen zu können, wurde hier von einer horizontal gespannten Umfassungswand abgesehen und eine Winkelstützmauer errichtet, bei der von vornherein im Ab-

den Kohlenstaub, in Verbindung mit dem zugesetzten Wasser als Kohenschlamm zu gewinnen, dienen die in den letzten Jahren immer zahlreicher errichteten Kohlenwäschen.

Wie aus zahlreichen Veröffentlichungen hervorgeht, hat auch auf diesem Gebiete der Eisenbeton sich vorteilhaft bewährt und eine führende Rolle erlangt.

Als ein Zeichen für die hochstehende Entwicklung der deutschen Industrie in diesem Spezial-

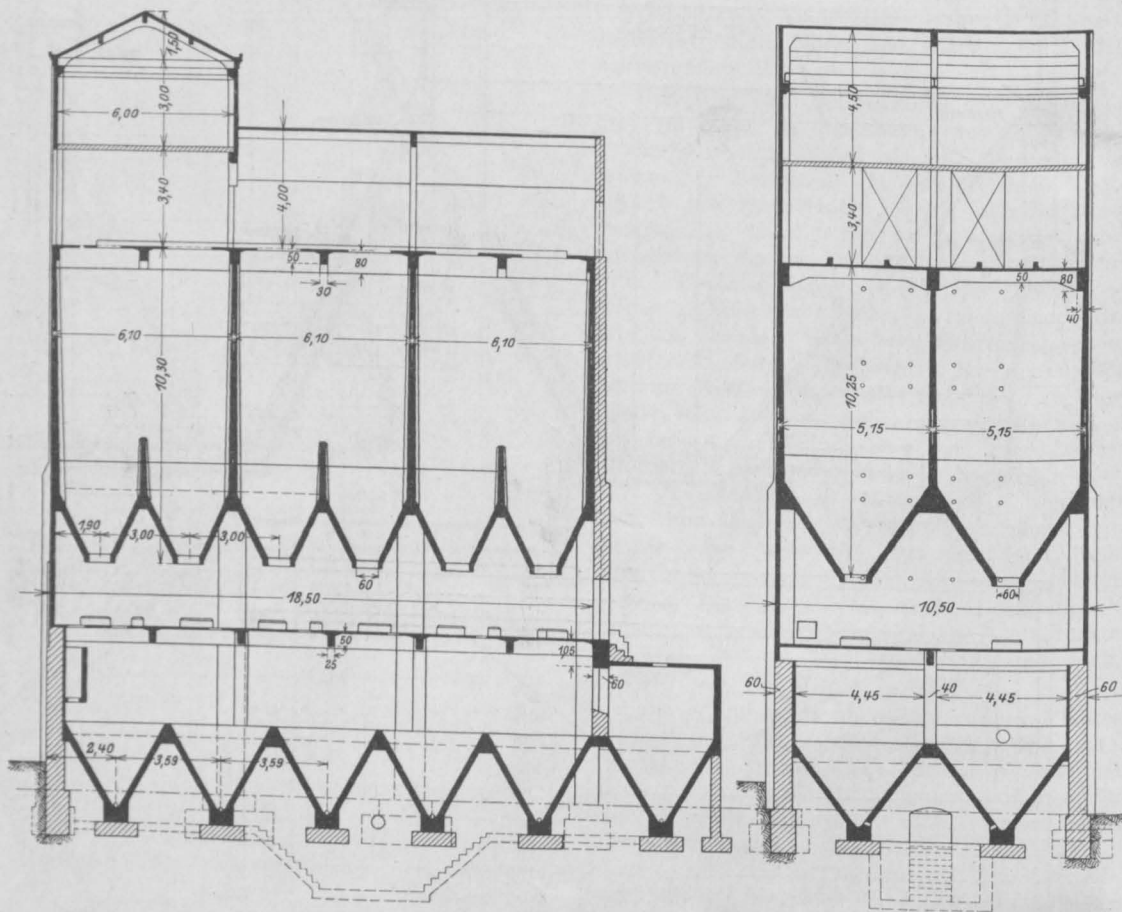


Fig. 3.

stande der später benötigten Öffnung Trennungsfugen vorgesehen wurden.

II. Kohlenwäsche Old Silkstone Collieries Ltd. in Barugh (England).

Die Kohle ist in dem Zustande, in dem sie aus der Grube gefördert wird, in den meisten Fällen nicht unmittelbar verwendbar. Der anhaftende Kohlenstaub verhindert ein rationelles Verfeuern, ist aber andererseits selbst ein wertvolles Material für die Koksbereitung. Diesem doppelten Zwecke, die Kohle zu waschen und

zweige der Kohlenaufbereitung ist es wohl anzusehen, daß selbst im Herzen Englands, in der ältesten und bedeutendsten Industriegegend, der Umgebung von Sheffield, deutsche Firmen bahnbrechend vorgegangen sind und zwar sowohl für die maschinellen Anlagen, als auch für die dazu gehörigen Eisenbetonkonstruktionen.

Im Laufe des Jahres 1911 wurde von der Firma Franz Meguin & Co. in Dillingen zusammen mit der Firma Dücker & Cie., Betonbaugesellschaft m. b. H. in Düsseldorf eine Kohlenwäsche in Barugh bei Barnsley für die Old Silkstone Collieries

Ltd. in Dodworth errichtet. Die Anlage besteht, so weit sie hier in Frage kommt, aus einem eigentlichen Wäschegebäude, dem Kohlenturm, der Rohkohlegrube und der Elevatorgrube (Becherwerkssumpf). Die beiden erstgenannten sind unter einem Dache vereinigt.

In Nachstehend sollen auf dem Wege, den das Material durch die Wäsche nimmt, auch die einzelnen Teile derselben und ihre konstruktiven Details besprochen werden.

Aus den Waggons wird die Kohle in die Kohlegrube gekippt. Die Umfassungswände und der Boden bestehen aus Stampfbeton, die schräge Trichterwand aus Stampfbetonkappen zwischen I-Trägern. Aus dem Trichter der Grube fällt das Material in ein Becherwerk und wird in das eigentliche Wäschegebäude hochgezogen.

Hier wird es durch Siebe, die vom sogenannten „Rätter“ betätigt werden, klassiert und gelangt zum ersten Male mit Wasser in Berührung. Ein Teil kann nun durch einen großen Trichter direkt wieder in Bahnwagen abgezogen werden, der Rest geht über Rutschen und Transportschnecken durch das ganze Wäschegebäude und den Kohlenturm in den Becherwerkssumpf, der ganz mit Wasser gefüllt ist. Dort wird der der Kohle anhaftende Schlamm abgespült und die gewaschene Kohle durch ein Entwässerungsbecherwerk nach dem Kohlenturm wieder hochgezogen. Durch Transportbänder wird sie dann in die Silozellen verteilt. Die Auslauföffnungen der Silos sind, abweichend von den sonstigen Verschlüssen, durch eine patentierte Vorrichtung geschlossen, die im Prinzip auf einem Teller beruht, der um seine Achse rotierend, die Kohle auf das Transportband verteilt und bei Stillstand die Öffnung absperrt. Das Transportband bringt nun die Kohle nach der Desintegratorgrube, von wo sie zur weiteren Verwendung nach dem Kohlenturm gefördert wird.

Das mit Kohlenstaub und Schlamm durchsetzte Wasser, das im Becherwerkssumpf zurückgeblieben ist, fließt nach dem Kohlenturm in die unter der Transportbühne der Silos angeordneten Schlammspitzen. Der Schlamm sinkt darin zu Boden und wird von da durch Rohrleitungen, die am Grunde jedes Schlammtrichters münden, nach einem Schlammkessel abgezogen. Das gereinigte Wasser fließt über ein kleines Überfallwehr ab und wird mit einer Pumpe wieder zum Kohlenwaschen hochgedrückt. Von den hier angeführten Teilen der Anlage bestehen die Rohkohlegrube, der Becherwerkssumpf und der Kohlenturm nebst Schlammspitzen aus Eisenbeton bzw. Stampfbeton, während die Mauern des eigentlichen Wäsche-

gebäudes aus Ziegelsteinen und die Decken als Stampfbetonkappen zwischen I-Trägern hergestellt sind. Letztere Anordnung war wegen der vielen Durchbrechungen für die maschinelle Einrichtung erforderlich. Über die Rohkohlegrube ist eingangs bereits einiges gesagt. Den Becherwerkssumpf zeigt Fig. 2. Die Umfassungswände bestehen aus Eisenbeton und liegen zum Teil im Boden, zum Teil ragen sie über Erde und sind zwischen ringsum laufende Rippen gespannt, die von besonderen Stützen getragen werden.

Eine Eisenbetonzwischenwand trennt die beiden Becherwerke. Für den Schlammablaß ist eine besondere Kammer eingebaut. Die umlau-

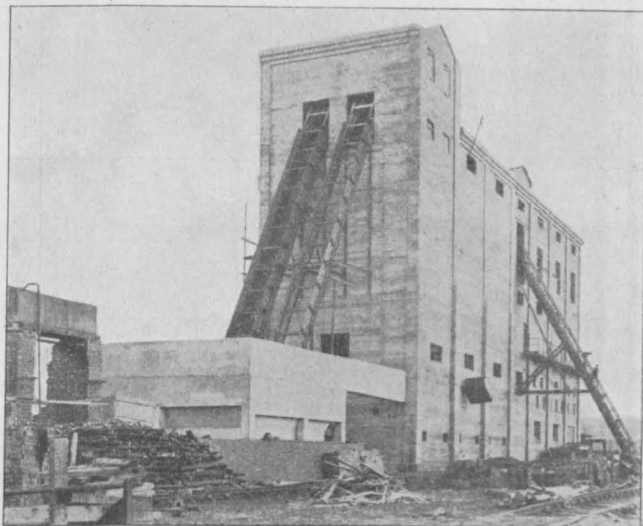


Fig. 3 a.

fende Schlammrinne ist innerhalb des Sumpfes als Konsole ausgebildet, auf der Strecke zwischen Sumpf und Kohlenturm als tragender Balken. Da an der Durchstoßstelle der Rinne mit der Umfassungswand des Kohlenturmes infolge Temperaturschwankungen leicht ein Abreißen der Rinne erfolgen könnte, ist hier eine gleitende Auflagerung vorgesehen.

Der Kohlenturm besitzt eine größte Höhe von 26,0 m bei einer Grundfläche von 18,5 · 10,5 m und ist mit einem Eisenbetondach eingedeckt (Fig. 3, Längs- und Querschnitt und Fig. 3a). Die Tragkonstruktion desselben sowohl des höheren, als auch des niedrigeren Teiles bilden Zweigelenrahmen mit gesprengtem Mittelbalken. Dazwischen sind Pfetten mit der Dachhaut gespannt. Die Abdeckung besteht aus einer doppelten Lage Dachpappe. Das eigentliche Wäschegebäude hat einen eisernen Dachstuhl.

Die Silozellen sind mit einer das Transportband tragenden Decke abgedeckt. Es sind sechs Doppelzellen von 10,3 m Höhe eingebaut, die eine

Grundfläche von je $6,10 \cdot 5,25$ m besitzen. Jede Zelle ist durch eine niedrige Querwand von etwa 2,00 m Höhe nochmals unterteilt, so daß im ganzen 12 Auslauföffnungen vorhanden sind.

Die Wände sind auf einseitigen Druck gerechnet, die Innenwände dementsprechend doppelt armiert; doch erhielten auch die äußeren Umfassungswände eine doppelte Armierung und zwar für Innenbelastung durch den Seitendruck der Kohle und für Außenbelastung durch Winddruck.

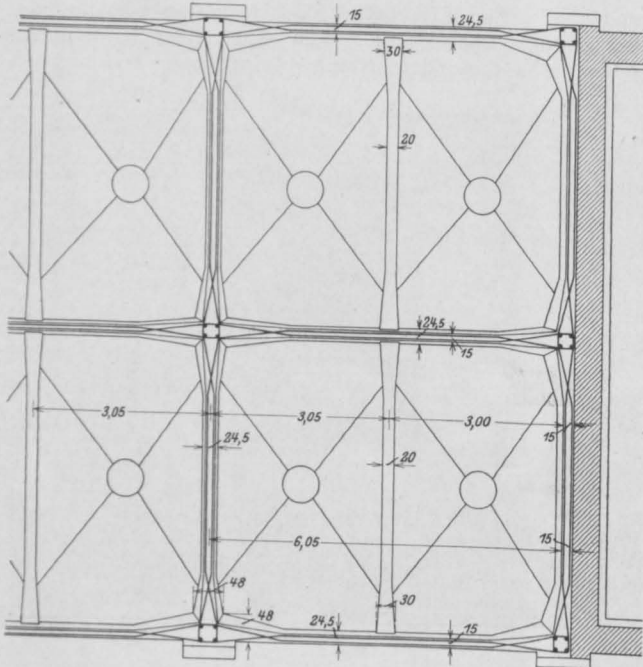


Fig. 4.

Die Armierungsdetails sind in Fig. 4 ersichtlich.

Die Berechnung des Seitendruckes erfolgte nach der bekannten Formel

$$p = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

für γ wurde 900 kg/cbm und für $\varphi = 45^\circ$ angenommen. Die Momente in den Seitenwänden wurden für den rechteckigen Silogrundriß, wenn b und l die beiden Rechteckseiten sind, mit

$$M = -\frac{1}{12} p \frac{l^3 + b^3}{1 + b}$$

für das Eckmoment,

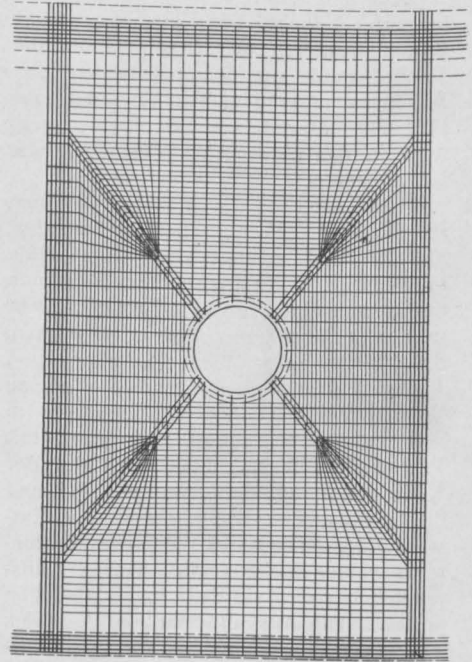
$$M_1 = \frac{p l^2}{8} - \frac{1}{12} p \frac{l^3 + b^3}{1 + b}$$

für das Mittelmoment der Seite l
und

$$M_b = \frac{p b^2}{8} - \frac{1}{12} p \frac{l^3 + b^3}{1 + b}$$

für das Mittelmoment der Seite b berechnet.

Die Siloböden sind als Hängetrichter konstruiert und gerechnet. Die hohen Innenwände der Silos sind gleichzeitig als tragende Balken ausgebildet und übertragen die ganzen Silolasten auf die Pfeiler der Außenmauern. Von der Anordnung



von Innenstützen wurde Abstand genommen, um unterhalb der Trichter mehr freien Raum und bessere Bewegungsfreiheit zu erhalten.

Unter den Trichterausläufen spannt sich wieder eine Decke, die das Transportband und die Verschlussvorrichtung der Siloöffnungen trägt. Einige Aussparungen in derselben dienen dazu, die darunter befindlichen Schlammspitzen zu beobachten. Letztere bilden 12 auf der Spitze stehende Trichter, die auf besonderen Fundamenten aufliegen.

Die ganzen Arbeiten wurden in der Zeit von Ende April bis November 1911 erstellt. Mit Ausnahme der Maurerarbeiten, die von der Firma Dücker & Cie. an einen englischen Unternehmer weitergegeben wurden, sind sämtliche anderen Arbeiten von der Firma selbst und zwar mit aus Deutschland mitgebrachten Arbeitern und Geräten ausgeführt.

(Schluß folgt.)

BERECHNUNG VON SILOWÄNDEN.

Zuschrift von Dipl.-Ing. M. Salomonson,
A.-G. für Beton- und Monierbau, Berlin.

In der Nummer 48 der Zeitschrift „Zement und Beton“, welche mit Ablauf des Jahres 1911 ihr Erscheinen eingestellt hat, veröffentlichte Ingenieur Möhrle einen Aufsatz der „Neues über Konstruktion und Berechnung von Silos“ betitelt war.

Hierbei brachte Herr Möhrle eine neue Form für Silowände in Vorschlag, deren Anwendung als außerordentlich vorteilhaft bezeichnet wurde. Danach wären die Silowände so auszubilden, daß die Spannungen überall konstant sind, und er kommt bei den voll eingespannten Wänden zu der in Fig. 1 skizzierten Form. Hierbei ist das Moment in der Mitte der Wand gleich Null und an der Einspannungsstelle gleich $\frac{1}{8} p a^2$.

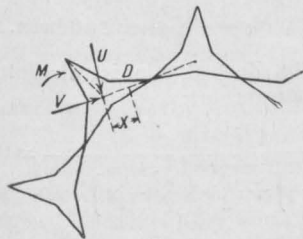


Fig. 1.

Herr Möhrle will hierdurch eine theoretische Ersparnis von 63% gegenüber der üblichen Form der Silowand ausrechnen. Da jedoch in der Mitte eine gewisse Minimalstärke notwendig ist, schlägt Herr Möhrle selbst die in Fig. 2 angegebene Form vor, wobei sich die Ersparnis auf etwa 30–35% verringern soll.

Hierzu möchte ich folgendes bemerken:

Die vorgeschlagene Form der Silowände stellt sich keineswegs so günstig, wie behauptet wird. Herr Möhrle geht beim Vergleich davon aus, daß die Wände bisher gleich stark ausgebildet werden und zwar für das Einspannungsmoment $M_0 = \frac{p a^2}{12}$. Dies ist jedoch nicht der Fall; ein wirtschaftlich entwerfender Ingenieur würde doch immer die Verkleinerung des Feldmomentes infolge der Einspannung berücksichtigen. Das größte Feldmoment in der Mitte der Wand beträgt somit $\frac{p a^2}{24}$. Hierdurch entstehen die in bekannter Weise geformten Wände. Die Länge der Voute ergibt sich dadurch, daß an der Übergangsstelle das Moment $\frac{p a^2}{24}$ betragen muß, somit

$$\frac{1}{2} p x (a - x) = \frac{1}{24} p a^2$$

$$a x - x^2 = \frac{1}{12} a^2.$$

Die Länge der Voute ist sonach

$$x = \frac{a}{2} \pm \sqrt{\frac{a^2}{4} - \frac{a^2}{12}} = \frac{a}{2} \pm \frac{a}{6} \sqrt{6}$$

$$x = \frac{a}{2} \pm 0,41 a = 0,09 a = \text{rd. } \frac{1}{11} a.$$

Wenn k die zulässige größte Spannung ist, y bzw. y_1 die Wandstärke bedeutet, dann ist nach der Formel $M = kW$

$$k \frac{y^2}{6} = \frac{p a^2}{12}.$$

(Für den Vergleich des Materialaufwands genügt diese Formel):

$$y = a \sqrt{\frac{p}{2k}}$$

$$k \frac{y_1^2}{6} = \frac{p a^2}{24}$$

$$y_1^2 = \frac{p a^2}{k \cdot 4}$$

$$y_1 = \frac{a}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{p}{2k}}$$

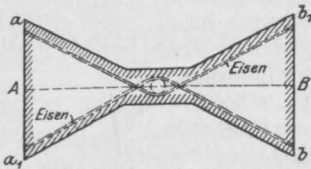


Fig. 2.

Der Flächeninhalt des Wandquerschnitts ist somit

$$F_1 = \frac{9}{11} a y_1 + \frac{2}{11} a \frac{y + y_1}{2}$$

$$= \frac{9}{11} a y_1 + \frac{1}{11} a (y + y_1)$$

$$= \frac{9}{11} a \frac{a}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{p}{2k}} + \frac{1}{11} a^2 \left(\frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{p}{2k}} + \sqrt{\frac{p}{2k}} \right)$$

$$= \frac{9}{11\sqrt{2}} a^2 \sqrt{\frac{p}{2k}} + \frac{1}{11} a^2 \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}} \right) \sqrt{\frac{p}{2k}}$$

$$F_1 = 0,58 a^2 \sqrt{\frac{p}{2k}} + 0,155 a^2 \sqrt{\frac{p}{2k}}$$

$$= 0,735 a^2 \sqrt{\frac{p}{2k}}.$$

Bei der von Herrn Möhrle vorgeschlagenen Wandform ergibt sich

$$k \frac{y_2^2}{6} = \frac{p a^2}{8} \text{ oder}$$

$$y_2 = a \sqrt{\frac{3p}{4k}}$$

Der Flächeninhalt dieser Wand ist $\frac{a y_2}{2}$ oder

$$F_2 = \frac{a^2}{2} \sqrt{\frac{3p}{4k}}, \text{ wie auch von Herrn Möhrle angegeben.}$$

Es ist demnach

$$\frac{F_1}{F_2} = \frac{2 \cdot 0,735 \sqrt{\frac{p}{2k}}}{\sqrt{\frac{3p}{4k}}} = 1,47 \cdot 2 \sqrt{\frac{1}{6}} \\ = 0,49 \sqrt{6} = 1,20$$

oder

$$F_1 = 1,2 F_2.$$

Bei Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes der Wand ergeben sich etwas größere Einspannungs- und kleinere Feldmomente. Die Fläche F_1 wird hierdurch nur kleiner.

Man braucht also nicht wie von Herrn Möhrle behauptet 63% mehr an Baustoff für die üblichen Silowände, als für die von Herrn Möhrle neu vorgeschlagenen, sondern der theoretische Mehraufwand beträgt 20%. Bei Berücksichtigung der Minimalstärke in der Mitte der Wand nach Möhrle vermindert sich die von Herrn Möhrle ausgerechnete Ersparnis von 63% auf 35% oder mit 28%, wie von Herrn Möhrle selbst angegeben. Man sieht, daß hierdurch die neue Form der Silowände sich durchaus nicht günstiger stellt als die bisherige, überall angewandte Form, sondern eher schlechter und daß der Materialaufwand in beiden Fällen fast gleich ist.

Hierzu kommt noch, daß die Durchbiegung bei der vorgeschlagenen Form (Fig. 1) eine bedeutend größere ist, so daß Risse sehr leicht eintreten können. Bei großräumigen Zellen, bei denen eine ungleiche Füllung nicht ausgeschlossen ist, würde auch noch eine Drehung der Zellenkörper eintreten und auch Veranlassung zu Rissebildung geben können. Selbst wenn diese Risse in Mitte der Wand statisch keine Bedenken hervorrufen, beeinträchtigen sie jedoch die ganze Sicherheit und Steifigkeit des Bauwerkes.

Außerdem ist die vorgeschlagene Form der Wände absolut unbrauchbar bei rechteckigen oder unsymmetrischen Zellen, da hier eine Drehung der Zellenkörper eintreten würde. Die von Herrn Oberingenieur Möhrle vorgeschlagene Wandform für Silos bedeutet somit keineswegs einen Fortschritt und ist daher nicht zu empfehlen.

In dem Artikel von Möhrle sind außerdem einige Rechenfehler unterlaufen, die ich zum besseren Verständnis für die Leser berichtigen möchte.

Heft 48 von Zement und Beton: Seite 623, 1. Spalte, Zeile 2 v. u. soll stehen

$$\left(M_0 - \frac{p a^2}{8}\right) + \frac{p}{2} \left(\frac{a}{2} - x\right)^2$$

statt

$$\left(M_0 - \frac{p a^2}{2}\right) + \frac{p}{2} \left(\frac{a}{2} - x\right)^2;$$

der Ausdruck $M_0 - \frac{p a^2}{8}$ ist auch in den folgenden Gleichungen statt $M_0 - \frac{p a^2}{2}$ einzuführen.

Seite 623, 2. Spalte, Zeile 3 v. o. ist die Integration nicht richtig ausgeführt:

$$\int_0^a \frac{dx}{\sqrt{\left(M_0 - \frac{p a^2}{8}\right) + \frac{p}{2} \left(\frac{a}{2} - x\right)^2}} = 0$$

ergibt

$$\ln \frac{\sqrt{\frac{2}{p} \left(M_0 - \frac{p a^2}{8}\right) + \frac{a^2}{4}} - \frac{a}{2}}{\sqrt{\frac{2}{p} \left(M_0 - \frac{p a^2}{8}\right)}} = 0$$

und diese Größe wird Null für $M_0 = \frac{p a^2}{8}$, was vorauszusehen war, denn bekanntlich ist das Einspannungsmoment eines Balkens mit konstanter Kantenspannung $\frac{p a^2}{8}$.

NEUERE VERSUCHE DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

a) Die Ergebnisse der weiteren Versuche mit Verbundbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte*).

Während die im ersten Teile der obengenannten Untersuchungen**) verwendeten Verbund-

*) Vergl. hierzu Heft 12 der Veröffentlichungen des obengenannten Ausschusses: Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte. Zweiter Teil, ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt der Königl. Technischen Hochschule zu Stuttgart in den Jahren 1908—1911. Bericht, erstattet von Dr.-Ing. C. Bach und O. Graf. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn in Berlin 1911. Preis 14,— M.

**) Vergl. die Besprechung dieser Versuche (Heft 10) in Armierter Beton 1911, S. 366.

balken gerade Einlagen mit und ohne Haken sowie meist eine Zusatzbewehrung durch Bügel besaßen, welche verschiedene Formen, Abmessungen und Abstände aufweisen, beschäftigt sich der nunmehr vorliegende zweite Teil mit Eisenbetonbalken, deren Einlagen zum Teil aufgebogen sind, und zwar — wie weiter unten bei den einzelnen Versuchsreihen genauer ausgeführt wird — in sehr verschiedener Weise. Das Programm der Versuche rührt von Baudirektor Prof. Dr.-Ing. v. Bach in Verbindung mit Prof. Mörsch-Neustadt und Direktor Spangenberg-Karlsruhe her. Die Vorbereitung und Durchführung der Versuche wurde in der Materialprüfungsanstalt zu Stuttgart bewirkt.

Als Versuchskörper wurden Verbundbalken in ihrer allgemeinen Anordnung und Zusammensetzung durchaus entsprechend den Probekörpern des ersten Teiles der Versuche benutzt. Nach der Bewehrung sind (vergl. die tabellarische Zusammenstellung auf den Seiten 68 u. 69) zu unterscheiden:

I. Balken mit 2 unter 18° aufgebogenen und 2 geraden Eisen.

- a) Die unteren geraden Einlagen ohne Haken;
- b) mit rechtwinkligen Haken; c) wie a, nur mit 2·18 Flacheisenbügeln im Abstände von 150 mm;
- d) wie b, mit Bügeln wie bei c.

II. Balken mit 3 unteren gerade verbleibenden und 3 darüber liegenden unter 45° abgebogenen Eisen.

- a) Ohne Haken der unteren Einlagen; b) untere Einlagen mit U-Haken; c) Bewehrung wie bei b, jedoch durch 2·12 Bügel von 7 mm Rundeisen im Abstände von 100 mm verstärkt.

III. Balken mit 4 zueinander symmetrisch in 2 Reihen übereinander liegenden unter 45° aufgebogenen Eisen und einem in der Mitte der unteren Reihe befindlichen Eisen mit Haken.

- a) Sämtliche Einlagen besitzen U-Haken; b) es tritt eine Zusatzbewehrung durch 2·12 Bügel von 7 mm \varnothing hinzu; c) bei Form a sind alle abgebogenen Eisen bis nahe an das Ende des Balkens geführt; d) die Haken sind zum Teil rechtwinklig, zum Teil spitzwinklig.

IV. Balken mit 5 unter 45° abgebogenen und einem geraden in der Mitte der unteren Reihe liegenden Eisen.

- a) Gerader Stab ohne Haken; b) gerader Stab mit U-Haken.

V. Balken mit vier Eisen, unter 45° abgebogen und zwei geraden Eisen.

- a) Gerade Stäbe ohne, b) mit U-Haken.

VI. Balken mit 5 unter 45° abgebogenen Eisen und 1 bzw. 2 geraden Eisen.

Hier weisen die aufgebogenen Eisen in bezug auf die vertikale Mittelebene des Balkens nicht mehr — wie bei allen vorerwähnten Balken — eine symmetrische Anordnung auf.

- a) Der gerade mittlere Stab der untersten Reihe ohne Haken; b) desgl. mit U-Haken; c) die außenliegenden beiden Eisen der unteren Reihe sind gerade und ohne Haken; d) = c, aber mit U-Haken der geraden Eisen.

VII. Balken mit Eisen unter 30° hochgebogen.

- a) Querschnittsabmessung ohne die Eiseneinlagen = IV b; b) desgl. = V b; c) desgl. = III a und VIII a; d) desgl. = VII c und III a, nur Einlagen etwas anders geführt als dort.

VIII. Balken mit unter 45° abgebogenen Eiseneinlagen:

- a) In Abmessungen = III a; jedoch sind die beiden unteren Außeneisen näher an der Laststelle, die beiden oberen weiter von hier entfernt abgebogen als bei III a;
- b) in Abmessungen = IV b. Während hier die Abbiegung der unteren Eisen wie dort ist, beginnt die Abbiegung der 3 oberen Eisen weiter entfernt von den Lasteintragungsstellen als wie bei IV b;
- c) in Abmessungen = V b, bezüglich der Abbiegungsstellen der oberen Eisen wie vorstehend unter b behandelt.

IX. Balken mit einer scharfen unter 45° erfolgten Abbiegung der Eisen.

Während bei den Balken V bis VIII die Abbiegung derart bewirkt ist, daß hier der Krümmungshalbmesser mindestens das Zehnfache des Eisendurchmessers ausmacht, wurde hier die Abbiegung der 22 mm starken Einlagen nur mit einem Halbmesser von 10 mm ausgeführt. Untersucht wurden Balken mit 6 Einlagen von unten 24, oben 22 mm \varnothing , entsprechend Balken VI b ausgebildet.

Die Würfelfestigkeit des 1:2:3 mit 9 Gewichtsprozenten Wasser gemischten Betons betrug nach Erhärtung von 45 Tagen — der Erhärtungsdauer der Versuchskörper — im Mittel 242 kg/qcm. Die größten Abweichungen hiervon betrugen +7,0% und -8,3%.

Beobachtet wurden an allen Balken: die Reißbildungslast, das Fortschreiten der Risse mit steigender Belastung, die gesamten bleibenden und federnden Durchbiegungen in Balkenmitte und Obergurtfläche, die Höchstlast (Bruchlast), zum Teil auch die Bewegung der Eiseneinlageenden gegenüber den Stirnflächen des Balkens.

Die wichtigsten der Versuchsergebnisse sind die folgenden:

Balken I. Ein ausgeprägter Einfluß für Ausbildung der ersten Risse gibt sich nicht zu erkennen, wenn auch die Bügel eine günstige Einwirkung zu haben scheinen. Die Haken der Einlagen steigern die Bruchlast, desgl., und zwar bedeutend, die Bügel. Im Vergleiche zu den bei den ersten Versuchsreihen (Heft 10) behandelten, gleich stark bewehrten Balken mit nur geraden Eisen, liefert das Hochbiegen der Eisen eine um 40% gesteigerte Höchstlast.

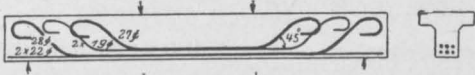
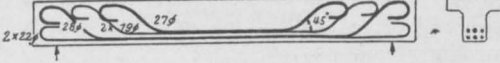
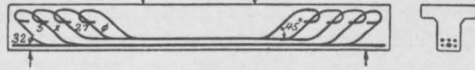
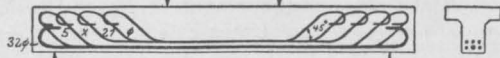
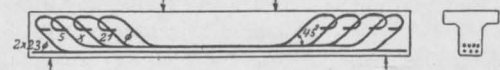
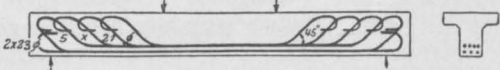
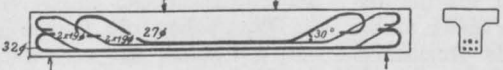
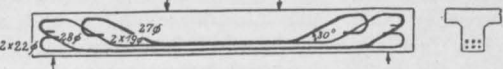
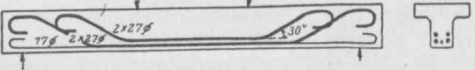
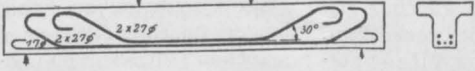
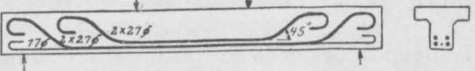
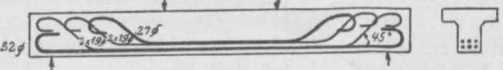
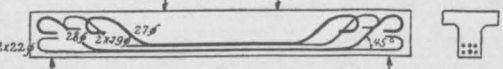
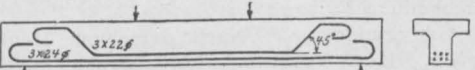
Das Fortschreiten der Risse wird durch Haken und Bügel verzögert — wie schon die Versuche in Heft 10 ergeben haben; auch hier zeigte sich ein Aufsprengen des Betons an den Balkenenden durch die Haken; die Widerstandsfähigkeit der Balken war also auch hier durch das Aufbiegen der Haken erschöpft.

Zusammenstellung.

1	2	3	4	5
Reihe	Nr.	Bauart der Balken	Gesamtquerschnitt f_e qcm	Querschnitt der aufgebogenen Einlagen f'_e qcm
I	a		24,75	12,35
	b		24,68	12,35
	c		24,71	12,32
	d		24,73	12,37
II	a		25,20	11,52
	b		25,20	11,52
	c		25,17	11,51
III	a		25,19	22,95
	b		25,24	22,99
	c		25,27	23,01
	d		25,23	22,97
IV	a		25,17	17,05
	b		25,18	17,04

*) Berechnet aus den Abmessungen der verwendeten Eisen.

Zusammenstellung (Fortsetzung).

1	2	3	4	5
Reihe	Nr.	Bauart der Balken	Querschnitt der Einlagen in der Zugzone Gesamtquerschnitt f_e qcm	Querschnitt der aufgebogenen Einlagen f'_e qcm
V	a		25,24	17,57
	b		25,23	17,59
VI	a		25,55	17,50
	b		25,52	17,46
	c		25,70	17,50
	d		25,77	17,52
VII	a		25,22	17,08
	b		25,28	17,60
	c		25,40	23,13
	d		25,28	23,01
VIII	a		25,27	23,00
	b		25,19	17,12
	c		25,23	17,58
IX	—		25,04	11,37

Haken und Bügel wirken auf eine Verminderung der Bewegungen der Eisen in den Stirnflächen günstig ein. Die ersten Änderungen bei den abgebogenen Eisen sind fast unter denselben Belastungen beobachtet worden wie die ersten Änderungen bei den geraden Stäben.

Eine Durchrechnung der Versuche unter der Annahme, daß alle Eisen, also sowohl die geraden als auch die abgebogenen, sich an der Übertragung der Schubkräfte beteiligen, läßt erkennen, daß diese Annahme durchaus richtig ist. Es wurde festgestellt, daß sich hierbei Gleitwiderstände ergeben, welche in befriedigender Übereinstimmung mit den an Balken mit nur geraden Eisen gefundenen stehen.

Balken II. Neben der zum Teil recht bedeutenden Erhöhung der Höchstlast durch Haken und Bügel läßt sich auch hier die Verzögerung einer Erweiterung der Risse infolge Anordnung von Haken und Bügeln deutlich erkennen.

Das gleiche zeigen die Versuche mit den Balken III. Auch wurde festgestellt, daß eine Verlängerung der oberen abgebogenen Eisen nach dem Ende der Balken zu auf die Höhe der Bruchlast recht günstig einwirkt; auch fiel letztere bei den rechtwinklig und spitzwinklig Haken (III d) etwas größer aus als bei den Einlagen mit U-Haken.

Balken IV. Die Balken IV b liefern gegenüber III a eine erheblich größere Höchstlast; es ergibt sich mithin ein günstiger Einfluß der größeren Anzahl aufgebogener Eisen; trotzdem zeigten sich die schiefen Risse in den äußersten Teilen des Balkens hier zahlreicher als bei den entsprechenden Parallelversuchen der ersten Reihe.

Balken V. Haken steigern die Höchstlast. Gegenüber den entsprechenden Balken mit 2 und 3 aufgebogenen Eisen (I a und II a) ergeben sich hier für die 4 aufgebogenen Einlagen fast die gleichen Werte der Gleitspannung.

Balken VI. Die Haken der geraden Einlagen steigern die Höchstlast. Durch 5 hochgebogene Eisen gegenüber 3 (VI d, gegenüber II b) wird ebenfalls bei sonst fast gleicher Bewehrungssumme die Bruchlast erheblich vergrößert.

Balken VII. Die Höchstlast von VII c (4 aufgebogene Eisen, eine gerade Einlage) ist kleiner ausgefallen als von VII b u. a (vier aufgebogene Eisen, zwei gerade Einlagen und fünf aufgebogene Eisen, eine gerade Einlage) und auch von VII d (gleich bewehrt wie VII c, jedoch durch spätere Aufbiegung der beiden äußeren unteren Eisen hiervon unterschieden); auch war die Bruchlast von VII d größer als von VII a.

Vergleicht man die Versuchsergebnisse der Reihe VII — also der Reihe mit Abbiegungen der Eisen unter 30° mit den entsprechenden Resultaten der Parallelversuche mit Abbiegungen unter 45° (VII a mit IV b, VII b mit V b, VII c mit

VIII a), so zeigen sich Erhöhungen der Bruchlast bei der letzteren Bewehrungsart, d. h. also bei 45° Aufbiegungen von $46\,000 - 40\,833 = 5167$ kg bzw. von $49\,500 - 45\,333 = 4167$, bzw. von $48\,000 - 39\,400 = 8600$ kg, d. h. die Bruchlast ist bei der stärkeren Abbiegung gegenüber der flacheren Führung der Einlagen sehr erheblich vergrößert.

Hingegen zeigt ein entsprechender Vergleich der Reihen VII d und III a eine Überlegenheit der Abbiegungen unter 30° gegenüber 45° bezüglich der Höchstlast. —

Balken VIII. Die Bruchlasten der 3 Reihen VII a, b, c verhalten sich:

$$48\,000 : 45\,667 : 48\,667 = 1 : 0,95 : 1,01,$$

d. h. die Höchstlast von VII b, ist kleiner ausgefallen, als wie von den beiden anderen Balkenarten.

Vergleicht man VIII a mit III a, so zeigt sich die Höchstlast des ersteren Balkens erheblich höher, die besondere Lage der Abbiegungen in VIII a hat also recht günstig gewirkt. Hingegen ergeben sich in dieser Hinsicht keine ausgeprägten Unterschiede beim Vergleiche der Balken VII b und IV b sowie VIII c und V b.

Balken IX. Die Höchstlast der hier untersuchten Balken mit scharfen Abbiegungen ist wesentlich geringer (37 160 kg) ausgefallen, als die der entsprechenden Verbundträger mit den nach $r = 250$ mm abgebogenen Einlagen II b (42 000 kg). Es erscheint demgemäß zweckmäßig, die Aufbiegung der Einlagen mit einer ausreichend großen Krümmung herzustellen.

Wie schon die kurzen obigen Mitteilungen und die durch ein vorzügliches und lehrreiches Abbildungsmaterial sowie durch zahlreiche graphische Darstellungen und ausgedehnte tabellarische Angaben besonders wertvolle Abhandlung erkennen lassen, hat sich diese die Beantwortung vieler für die Praxis des Eisenbetonbaues hochbedeutsamer Fragen zur Aufgabe gestellt und letztere in erschöpfender Weise gelöst. Dem Eisenbetonbau haben diese Arbeiten eine langerwünschte Klärung und Erkenntnis in gar manchen schwebenden und bisher strittigen Fragen des Zusammenarbeitens von Beton und Eisen namentlich gegenüber der Einwirkung der Schubkräfte vermittelt; deshalb gebührt den Mitgliedern des deutschen Ausschusses für Eisenbeton, welche die vorliegenden schwierigen und umfangreichen Untersuchungen in die Wege geleitet und hervorragend durchgeführt haben, der Dank der Allgemeinheit der Fachgenossen.

b) Versuche über den Einfluß von Kälte und Wärme auf die Erhärtungsfähigkeit des Betons.

Nach dem vom Deutschen Ausschusse für Eisenbeton aufgestellten Arbeitsplane erstrecken

sich diese Versuche*) auf den Einfluß von Kälte und Wärme auf die Erhärtungsfähigkeit von Beton und zwar ausschließlich mit Hilfe von Druckfestigkeitsprüfungen. Herangezogen wurden zu den Prüfungen zwei langsam bindende Portlandzemente in Mischung mit Kies, und zwar eine fette und eine magere Mischung, die in erdfeuchtem und weichem Zustande gestampft wurden. Die an Würfeln von 30 cm Kantenlänge vorgenommenen Untersuchungen fanden nach einer Erhärtungsdauer von 7, 14, 28 und 90 Tagen statt. Die verwendeten Zemente waren Vertreter: „I“ der trockenen Aufbereitung aus Muschelkalk und des Brennens im Drehofen; „II“ der Herstellung auf nassem Wege und des Brennens im Schachtofen. Der aus Cossebaude stammende Kies wurde in 3 Siebungen (0—8, 8—18, 18—24 mm) abgesiebt und diese im Verhältnisse von 2 : 1 : 1 Raumteilen gemischt. Die Festigkeit der Normproben betrug:

	Festigkeit in kg/qcm		
	Wasserbehandlung		Kombinierte Erhärtung. Druck nach 28 Tagen
	Zug nach 7 Tagen	Druck nach 7 Tagen 28 Tagen	
I	20,9	224 345	388
II	24,4	276 373	438

Nach einigen Vorversuchen, die festzustellen hatten, inwieweit die Abbindezeit der verwendeten Zemente I und II von den Temperaturen abhängig ist, fanden die Hauptversuche mit Mischungen 1 : 4 statt. Bei ihnen wurde ein Teil der Körper an der Luft bei $+15$ bis $+20^{\circ}\text{C}$. im Zimmer hergestellt und gelagert, ein Teil bei Zimmerwärme bzw. bei $+5^{\circ}\text{C}$. hergestellt, alsdann weiter bis zu 7, 14 und 28 Tagen im Kühlraum bei $+5^{\circ}\text{C}$. gelagert und von da an bis zu 90 Tagen Erhärtung im Zimmer aufbewahrt: ein dritter Teil wurde bei Zimmerwärme bzw. -5°C . gestampft und alsdann in einen Gefrierraum gebracht, in dem die Würfel bis zu 7, 14 oder 28 Tagen verblieben, um den Rest der Zeit bis zu 90 Tagen in Zimmerwärme zu lagern; eine vierte Gruppe endlich wurde in Zimmerwärme bzw. bei $+25$ bis $+30^{\circ}\text{C}$. hergestellt und hierauf bei letzterer Temperatur zum Teil dauernd gelagert, zum Teil nach Ablauf von 7, 14 oder 28 Tagen dem heißen Raume entnommen und bis zu 90 Tagen Alter in Zimmerwärme aufbewahrt.

Für die Lagerung in Zimmertemperatur wurden die Laboratoriumsräume der Abteilung für

Baumaterialienprüfung benutzt, während ein Lagerkeller für Temperaturen von 0 bis 5°C ., für die hohen Temperaturen Räume der Zentralheizkesselanlage herangezogen und endlich für die Versuche bei Frost geeignete Räume von der Gesellschaft für Markt- und Kühlhallen Berlin SW. ermietet wurden. Das Mischen des Betons geschah bei allen Proben von Hand aus. Nur die Frostproben wiesen während der Erhärtungszeit äußerlich besondere Merkmale auf, indem die in der Kälte hergestellten und gelagerten Körper, soweit sie erdfeucht gestampft waren, in der oberen Fläche feine, kurze, scheinbar nicht tiefer gehende Risse zeigten, die auch bei längerem Lagern im Warmen nicht wieder verschwanden, während die weichgestampften Würfel an ihrer Oberfläche eine dünne, abschilfernde Haut, an den Seitenflächen eisblumenartige Gebilde aufwiesen. Nach Entnahme aus dem Kühlhause zeigten sich alle Proben als gut abgebunden; auch blieben sie beim Auftauen äußerlich unverändert. Die allgemeinen Ergebnisse der Druckfestigkeitsuntersuchungen werden von Professor Gary in den folgenden Schlüssen zusammengefaßt.

I. Warmes Wetter beschleunigt das Erhärten von Beton und führt zu höherer Endfestigkeit falls man für das Abbinden bei mäßiger Wärme Sorge trägt, und namentlich den weichen Beton vor dem Austrocknen bewahrt. Starke Wärme-, strahlung wirkt auf frischen Beton in fetten Mischungen unter Umständen schädlich, in magerer Mischung nützlich, wenn die Wärme nicht zu lange anhält und der Beton vor Austrocknung geschützt wird.

II. Kühle Witterung (etwa $+5^{\circ}\text{C}$.) schadet weder der endgültigen Festigkeit des erdfeuchten noch des weichen Betons, vorausgesetzt, daß der Beton noch in den ersten Monaten seiner Erhärtung Gelegenheit hat, in normalen Temperaturen ($+15$ bis $+20^{\circ}\text{C}$.) zu erhärten. Magere Betonmischungen können unter dieser Voraussetzung bei kühler Witterung (größerer Luftfeuchtigkeit) unter Umständen stärker erhärten als bei Zimmerwärme.

III. Geringer Frost (-5 bis -10°C .) schadet, solange der Beton bei normalen Temperaturen erzeugt wurde, seiner Erhärtungsfähigkeit nur wenig; er hält nur die Entwicklung der Endfestigkeit zurück. Die Zeit, die der Beton im Frost steht, kommt für seine Erhärtung nicht in Betracht. Der Beton erlangt aber seine natürliche Endfestigkeit, wenn er nach dem Frost Zeit genug zur Nacherhärtung in normaler Temperatur erhält.

Wie aus der kurzen Zusammenfassung der Ergebnisse hervorgeht, schließt auch Heft 13 sich seinen Vorgängerinnen in würdiger Weise an; auch hier sind eine große Anzahl der für die Praxis des Verbundbaues, namentlich die Ausführung des Baues selbst, hochwichtige Fragen geklärt worden.

Professor M. Foerster.

*) Heft 13 der Veröffentlichungen des vorgenannten Ausschusses: Versuche über den Einfluß von Kälte und Wärme auf die Erhärtungsfähigkeit des Betons. Ausgeführt im Königl. Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde-West im Jahre 1911. Bericht erstattet von Prof. M. Gary. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn in Berlin 1912. Preis 1,60 M.

EIN BEITRAG ZUM THEMA „ZEMENT-KALKMÖRTEL BEI TALSPERREN-BAUTEN“.

Von Dr.-Ing. h. c. Anton Hambloch (Andernach).

Am 15. November v. J. hat in Prag eine Vollversammlung des Vereins der Kalkindustriellen in Böhmen, Mähren und Schlesien (Österreichisch-Schlesien) stattgefunden, bei welcher als wichtigster Verhandlungsgegenstand ein Vortrag des Herrn Dr. Heinr. Fabesch von der Königshofer Zementfabrik in Prag zur Diskussion stand: „Die wirtschaftliche Bedeutung der Verwendung von Kalk statt Traß bei Talsperrenbauten“. Vgl. Nr. 140 der „Tonindustrie-Zeitung“ vom 25. November v. J. S. 1644 und Nr. 48 des „Baumaterialienmarkt“ vom 1. Dezember v. J. S. 1217.

Wenn sich auch schon in dieser Titelbezeichnung: Die wirtschaftliche Bedeutung usw. ausspricht, daß eine Erwägung technischer Momente wohl erst in zweiter und dritter Linie hierbei eine Rolle in dem gehaltenen Vortrage spiele, so kann man darüber nur vom Standpunkte des Ingenieurs bzw. Technikers sein Bedauern aussprechen. Handelt es sich doch hier um Bauwerke, die nicht nur Jahrzehnte, sondern Jahrhunderte und noch länger zum Schutze von Leib und Gut der menschlichen Gesellschaft dienen sollen, und da meine ich, müßte die Wirtschaftlichkeit einer technischen Frage nicht Haupt- sondern Nebenfrage sein.

Erst in allerjüngster Zeit ist uns dies in nachdrücklichster Weise zum Bewußtsein gebracht worden, als in Nordamerika bei Austin der Bruch einer Talsperre erfolgte, dem mehrere hundert Menschen zum Opfer fielen, und der auch sonst großen Schaden anrichtete. Offenbar sind hier nur allzu vertrauensselige Bauweise, schlechte Fundierung, ungeeignete Bindemittel usw. die Ursache der Katastrophe gewesen.

Obwohl ich nun in nachstehendem in der Lage sein werde, auch im Hinblick auf die wirtschaftliche Bedeutung bei weiterer Anwendung von Traß in Öst.-Schlesien und Böhmen befriedigende Erklärungen abzugeben, möchte ich doch zunächst erst die technische Seite des entbrannten Streites beleuchten. Dabei ist mir vorab die geringe Kenntnis der Dinge in rein mörteltechnischer Beziehung aufgefallen, die in der vorbezeichneten Prager Versammlung zutage getreten ist. Es mutet mich fast an, als ob man bei der Ausschaltung des Trasses zum Talsperrenbau — hier handelt es sich ja, Gott sei Dank, zunächst nur um Bauwerke außerhalb Deutschlands — den „Teufel durch Beelzebub austreiben“ wollte. Ich möchte den geehrten Herrn Vortragenden deshalb hier zunächst fragen, ob ihm denn die epochalen Forschungen eines Michaëlis und auch anderer namhafter Forscher nicht bekannt geworden sind.

Michaëlis hat in einwandfreier Weise nachgewiesen, daß z. B. bei kalkarmen Portlandzementen mit einem hydraulischen Modul (das Verhältnis der Basen zu den Säuren) von 1,74 noch rund 14 Gewichtsteile Kalkerde im Fabrikationsprozesse ungesättigt blieben. Haben wir es mit einem kalkreichen Zement zu tun, wobei 1 Gewichtsteil Silikate auf 2,32 Gewichtsteile Kalkerde — diese Zahl ist also dafür der hydraulische Modul — kommen, dann müssen nach Michaëlis sogar rund 30 Gewichtsteile Kalkerde ohne Sättigung sein. *) Es ist also hiernach etwas Apodiktisches, daß der Kalküberschuß im Zement besteht, und doch brauchen wir andererseits nicht so schwarz zu sehen, daß wir diesen Kalküberschuß immer als eine notwendige Schädigung des Zementmörtels hinzunehmen haben. In vielen Fällen wird sogar dieser Kalküberschuß, wo z. B. keine aufsteigende Feuchtigkeit oder keine zeitweilige Nässe wirkt, durchaus nichts zu sagen haben, besonders auch nicht, wo kein Druckwasser in Betracht kommt, welche Umstände den überschüssigen Kalk auslaugen bzw. wegführen, und dadurch das ganze Mauerwerk allmählich morsch machen können. Ein sehr einfacher Versuch, der hinsichtlich des Kalküberschusses im Zementmörtel auch von jedem Laien ausgeführt werden kann, ist die Probe mittels eines Hohlgefäßes aus solchem Mörtel etwa in Form eines Blumentopfes, natürlich ohne Bodenloch. Bereits nach kurzer Zeit, nachdem ein solcher Probekörper unter Wasser steht, findet eine starke Abscheidung der nicht verbundenen Kalksalze in Form reicher Stalaktiten- und Stalagmitenbildung innen und außen statt, die selbstverständlich mit dem höheren Grade der Porosität wächst, da dann die Ausscheidung um so schneller vor sich geht. Fettere Zementmischungen laugen bzw. scheiden natürlich auch aus, doch erst nach längerer Einwirkung ständig durchströmenden Wassers. Vgl. die Fig. 1, 2 u. 3. Fig. 1 ist Zementmörtel 1:2; Fig. 2 desgl. 1:3; Fig. 3 desgl. 1:4. Damit kann man auch dem Einwande begegnen, daß sich dichtere Zementmörtel und namentlich auch solche mit besonderem Kalkzusatz, günstiger in der Auslaugungsfrage verhielten. Dies anzunehmen, ist nämlich bei längerer Beobachtung solcher Körper weit gefehlt. Da der Kalküberschuß also an sich vorhanden ist, wieviel mehr wird dies der Fall sein, wenn man dem reinen Zementmörtel noch besonderen Kalk zu-

*) Siehe auch meinen Aufsatz im „Zentralblatt der Bauverwaltung“ Nr. 98, 1909: „Die Folgen des Gebrauchs unrichtig zusammengesetzter Mörtel.“

setzt, ohne ihm dann auch entsprechende aktive kiesel-säurereiche Stoffe, z. B. Traß, zuzuführen.

Nun redet man in Böhmen einem hydraulischen Kalke das Wort, wohl in der Annahme, daß diesem selbst Hydraulefaktoren innewohnen, die eine gute Gesamtwirkung zwischen Base und Säure, bei hydraulischem Kalke durch SiO_2 , Al_2O_3 und Fe_2O_3 , zur Folge hätten. Wenn man dies selbst zugeben könnte — es ist aber durchaus nicht der Fall — denn diese Hydraulefaktoren im Kalk befinden sich hier nicht etwa in der wirksamen Form wie nur im reinen Traß, so findet doch beim reinen Kalkmörtel nur eine ganz

und schärfster Kontrolle mußte auf diesen Baustellen angewendet werden. Darüber verlautet aber kein Wort der Herren, die nun den Traß als eine quantité négligeable beim Schlesischen und Österreichischen Talsperrenbau betrachtet wissen wollen. Herrn Dr. Fabesch ist aber auch hierbei ein nicht erklärliches Versehen passiert, indem er nach einer Notiz über seinen Vortrag im „Baumaterialienmarkt“, Leipzig 1911, Seite 1217, behauptete, die Eder-Talsperre an der Weser*), die übrigens nicht über 2 000 000 cbm nach Fabesch, sondern über 200 000 000 cbm faßt, und ferner die Lister-Talsperre (etwa 22 000 000 cbm), die Herr Dr. Fa-

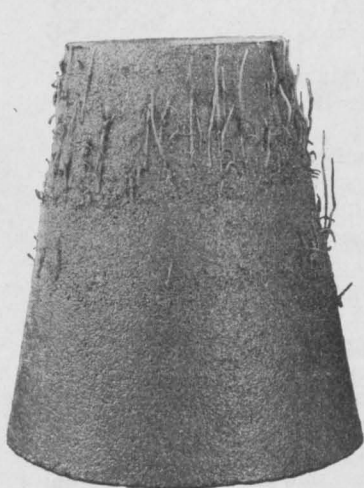


Fig. 1.



Fig. 2.



Fig. 3.

allmähliche Umsetzung zwischen Base und Säure statt. Daraus resultiert ja auch als augenfälliger Beweis die äußerst geringe selbständige Erhärtung aller hydraulischen Kalke, der reinen Wasserkalke wie der dolomitischen Kalke. Hat füglich der hydraulische Kalk mit sich allein vollends zu tun — dabei wird er aber ja mit sich nicht fertig, und zwar kann er sich nur höchst unvollkommen in seinem Selbstprozesse äußern —, so bleibt doch für den überschüssigen bzw. unverbundenen Kalk in Zement überhaupt kein Agens zu seiner Beseitigung bzw. Unschädlichmachung übrig. Die Verwendung von Fettkalk zum Zementmörtel nach Ansicht des Prager Vortrages ist überhaupt in der angenommenen Art nach dem Standpunkte der heutigen Technik vollständig undiskutierbar. Daran helfen auch keine gegenteiligen Laboratoriumsversuche; auch kann nicht mit Recht die Herstellung von Talsperrenbauwerken aus Zementkalkmörtel angeführt werden. Gewiß sind derartige Bauwerke erstellt worden, und zum Glück mit relativ gutem Bestande. Welche Unsumme aber von Vorsicht

besch, statt in Westfalen bei Attendorn liegend, in den Taunus verlegt, seien mit Zementkalkmörtel hergestellt. Diese beiden gewaltigen Bauwerke werden aber hinsichtlich ihrer Staumauern nur mit reinem Traßkalkmörtel erbaut bzw. sind erbaut worden; die Listertalsperre steht bereits vor ihrer Vollendung. Ich möchte dann auch gerade als leuchtendes Gegenstück hier unter Beweis stellen, daß die Stadt Chemnitz in Sachsen bei ihrer neueren und neuesten Talsperre, im Gegensatz zu früher bei der Einsiedeler Talsperre, die Mitankündigung von Traß mit allerbestem Erfolge verfügte. Auch die Königl. Sächs. Staatsregierung verordnete auf Grund umfangreichster Vorversuche und besonders auch an Körpern mit großen Dimensionen und nach eifrigstem Studium der Materie die Benutzung Rheinischen Trasses bei ihren sämtlichen, bis jetzt projektierten bzw. in der Ausführung begriffenen Talsperrenbauten.

*) Sie liegt natürlich schon dem Namen nach an der Eder.

Wir müssen unter allen Umständen, um nicht von der „Skylia in die Charybdis“ zu geraten, und um nicht Schlimmeres später bereuen zu müssen, dem Talsperrenbau eine Sonderstellung in der Ingenieurbaukunst einräumen, und daher können für solchen nicht sonst allgemeinere Grundsätze, oder wir wollen sagen Grundsätze, die auch bei vielen Fehlern nicht allzu viel schaden, aufgestellt werden. Dafür ist vielmehr das Beste gerade gut genug, und ein Spären am verkehrten Ende wohl der Übel größtes.

Zum Glück indes handelt es sich in den vorliegenden Fällen nicht einmal um eine Verteuerung des Bauwerkes bzw. um eine Schädigung der Kalkindustrie, und wie es heißt, der einheimischen, womit wohl die schlesische und böhmische Kalkindustrie zusammen gemeint sind. Die Herren aus Öst.-Schlesien und Böhmen haben überhaupt den Kernpunkt der Sache nicht erfaßt. Denn gerade durch den Traß wird ihr Kalkprodukt zum Talsperrenbau belebt; es ist also in der Tat „ein Streit um des Kaisers Bart“, den die Versammlung in Prag entfacht hat; hierbei komme ich auf die wirtschaftliche Seite des Vortragsthemas.

Soll eine Talsperre für Jahrhunderte und für noch spätere Zeiten sicherste Gewähr bieten, so ist es eine gebotene Pflicht, sich dabei der allergrößten Sicherheiten zu bedienen. Dies kann erfreulicherweise bei uns in Deutschland und auch in Österreich eben durch Verwendung des guten Rheinischen Trasses erreicht werden. Sollen wir doch dankbar diesem Umstande sein; blieben doch jahrelange Forschungen in Österreich nach einem Trasse völlig ergebnislos. Dazu aber kommt, daß ein weit größerer Kalkverbrauch bei Benutzung des Trasses eintreten kann, als wenn (was mörteltechnisch sehr zu beklagen und durchaus falsch ist) nur Zement und Kalk zum Talsperrenmörtel Verwendung fänden. Kommt der Traß

nicht zu weit von seinen Fundstätten zur Anwendung, so soll man immer nach Intze dem reinen Traßkalkmörtel unbedingt den Vorrang einräumen. Dafür sind Dutzende unleugbare Vorteile aufzählbar. Handelt es sich um Baustellen in größerer Entfernung, dann kann gewiß ein kombinierter Traß-Zementkalkmörtel mit bestem Erfolge Benutzung finden, immer eine zweckmäßige, jeden Kalküberschuß vermeidende Zusammensetzung vorausgesetzt, wie z. B. bei einer Mischung nach Raumteilen: $1\frac{1}{2}$ Raumteile Traß, 1 Raumteil Zement, 0,75–1,0 Raumteil Fettkalk oder 1,0–1,25 Raumteile hydraulischer Kalk bei $4\frac{1}{2}$ –5 Raumteilen Sand. Im Falle jedoch eine durch die Örtlichkeit gebotene Vorrechtsstellung des Zementes leitend ist, ist folgendes Mischungsverhältnis das beste: 1 Raumteil Zement, 0,75 Raumteil Traß, 0,4 Raumteil Fettkalk oder 0,5 Raumteil hydraulischer Kalk und $4-4\frac{3}{4}$ Raumteile Sand.

Mit der nationalen Benachteiligung ist es auch nichts, denn die Transportkosten des Trasses, die die dortige Verwaltung vereinnahmt, sind außerordentlich bedeutend und stellen daher doch auch eine wesentliche Einnahmequelle dem Traßbezuge anderseits gegenüber.

Es könnten noch weitere erhebliche Argumente für die völlige Grundlosigkeit und Unrichtigkeit der neuesten Bestrebungen der österreichisch-schlesischen und böhmischen Kalkindustrie ins Feld geführt werden; ich will aber im Interesse eines nicht zu weitschweifigen Artikels davon absehen und glaube auch, daß die vorliegenden Darlegungen genügen werden, den maßgebenden Kreisen den Beweis dafür zu erbringen, daß sie sich auf einem Wege verirrt haben, den wieder zu finden, für die beteiligte Technik und auch für sie selbst von hoher Bedeutung ist.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Kolloidnatur des Zements und der Eisenbeton. Von Prof. Dr. Rohland. Arm. Beton 1911 Heft 12.

Die Tone und ihre Kolloidnatur. Von Prof. Dr. Rohland, Stuttgart. Verfasser weist nach, daß es die Kolloidnatur der Tone ist, der sie ihre Verwendung in der Technik verdanken. Zeitschr. österr. Ing. u. Arch.-V. 1911. Nr. 33.

Müllerei und Hartzerkleinerung auf

der Weltausstellung in Brüssel. Von Zivilingenieur C. Naske, Berlin. Unter den Ausstellungsgegenständen der Hartzerkleinerung wird dem Zementfachmann besonders das Dickschlammverfahren vorgeführt. Mit Abb. Ztschr. Ver. dtsh. Ing. 1911. Nr. 18.

The addition of slag to Portland cement. Verfasser gibt einen kurzen Überblick über die Geschichte des Eisenportlandzementes in Deutschland, über die angestellten Prüfungen, Untersuchungen, die schließlich zur Zulassung als Baustoff führten, wendet sich aber gegen eine

Zulassung dieser Zementart in Amerika, da er von der Gleichwertigkeit gegenüber dem Portlandzement nicht überzeugt ist. Cement Age, Oktober 1911.

Elektrisch betriebene Kohlenlösch- und Lageranlage der Portlandzementfabrik von Dyckerhoff u. Söhne in Amöneburg bei Bieberich am Rhein. Von M. Buhle, Dresden. Mit Abb. Ztschr. Ver. dtsch. Ing. 1911. Nr. 22.

German methods of Portland cement manufacture. — Dry and wet processes. Von Dr. Otto Schott. Vortrag vor dem Verein der amerikanischen Portlandzementfabrikanten im Juni 1911 in Kansas City über die deutsche Portlandzementindustrie. Cement Age 1911, July 1911.

2. Prüfung und Untersuchung.

Versuche über die Elastizität des Zementmörtels bei verschiedenem Sandzusatz nach feuchter und nach trockener Lagerung. Von C. Bach und O. Graf. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 9.

Die Volumenänderung des Betons beim Erhärten. Von Prof. H. Kayser. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 11.

The expansion and contraction of concrete while hardening. Von A. T. Goldbeck. Versuche über Ausdehnung und Zusammenziehung des Betons während des Erhärtens. Versuchsanordnung, Versuchsergebnisse. Cement Age, August 1911.

Über den Einfluß von Lokomotivgasen auf frischen Mörtel. Von Regbmstr. Dr.-Ing. E. v. Willmann, Eisenach. Ausführliche Mitteilungen über Beobachtungen am Hönebachtunnel, nach welchen frischer Mörtel durch die schwefelige Säure der Lokomotivgase zersetzt wird. Bei der großen Bedeutung dieses Vorgangs für Tunnelwiederherstellungsarbeiten regt Verfasser die Mitteilung ähnlicher Beobachtungen und Laboratoriumversuche zur Klarstellung an. Beton u. Eisen 1911. Heft XX.

Neue Erfahrungen und Versuche über die Wirkung des elektrischen Stromes auf Eisenbeton. Von F. l'Allemand. Mit Abb. Arm. Beton, Heft 10.

The electrolytic corrosion of steel reinforcement. Von Cecil H. Desch. Der Aufsatz beschäftigt sich mit der Frage der Einwirkung elektrischer Ströme auf Eisenbeton, der namentlich die amerikanische technische Presse neuerdings ihre Aufmerksamkeit zuwendet. Photographische Wiedergabe von Zerstörungsszeichnungen an einem Eisenbetongebäude in New York. Ergebnisse der Laboratoriumversuche hierüber Schlußfolgerungen und Ratschläge zur Abhilfe und Verhütung. Concr. a. Constr. Engg. Nov. 1911.

Versuche mit Beton. Mitteilung aus dem Königl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde, über die Betonprüfungen im Laufe des Jahres 1910 und ihre Ergebnisse. Von H. Burchartz. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 11.

3. Wirtschaftliches.

Ein Beispiel für die Entwicklung des Eisenbetons. Von Dipl.-Ing. Knauff. Arm. Beton 1911. Heft 11.

The application of american publicity methods to german conditions. Auszug aus einem Aufruf Dr. Schotts gelegentlich der Tagung des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten im Februar 1911 über den Ausbau einer großzügigen Propaganda nach amerikanischem Muster zur Hebung des heimischen Zementverbrauches. S. a. L. Januar 1911. I, 1. S. 24. Cement Age, Okt. 1911.

II. Theorie.

Neue Gesichtspunkte für die Berechnung der Haftspannungen. Von Dr.-Ing. A. Kleinlogel. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 10.

Wirtschaftlich günstige Balkenabstände und Stützenstellungen bei Eisenbetonbauten. Von Dipl.-Ing. E. Elwitz. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 10.

Die Theorie des mit seinen Pfeilern fest verbundenen kontinuierlichen Trägers. Von Dr.-Ing. Johann Kossalka, Baurat und Privatdozent, Budapest. Mit Abb. Ztschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1911. Nr. 3.

Dimensionierung von auf Biegung mit Achsialdruck beanspruchten rechteckigen Eisenbetonquerschnitten. Von Ing. Karl Stock. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 11, 12.

Gewölbe- und Rahmenberechnung nach der Elastizitätstheorie. Von Dr.-Ing. Heinrich Pilgrim, Stuttgart. Mit Abb. Ztschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1911. Nr. 3.

Balken mit unsymmetrischen Querschnitten im Eisenbetonbau. Von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. Paul Grosche, Breslau. Verfasser weist darauf hin, daß bei unsymmetrischen Trägerquerschnitten die Nulllinie die Spur der Kraftebene unter einem schiefen Winkel schneidet, das übliche Rechnungsverfahren daher unrichtige Werte liefert. Der Beweis dafür wird durch Hinweis auf Versuchsergebnisse von Bach u. Graf und durch Rechnung erbracht, die ergibt, daß die symmetrische Anordnung der Eiseneinlagen zur Kraftebene bei unsymmetrischen Querschnitten zu einer sehr ungleichen Beanspruchung und zu teilweiser Überbeanspruchung der Eisen, sowie zu unzulässigen Randspannungen führen kann, obwohl das gewöhnliche Rechnungsverfahren zulässige Werte liefert. Zum Schluß wird die Wir-

kung verschiedener Armierungen und die jeweilige Lage der Nulllinie bei Randbalken sowie beiderseits aufgelagerten und freitragenden Treppentufen als Beispiele unsymmetrischer Querschnittsformen untersucht und besprochen. Mit Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft XVIII u. XX.

Calcul graphique des actions du vent sur les charpentes. Tabelle und zeichnerisches Verfahren zur Ermittlung der Winddrücke senkrecht auf 1 qm Dachfläche und ihrer lotrechten und wagerechten Teilkräfte. Nouv. ann. constr. 1911. Nr. 6.

A problem in deflections of beams. Von Ewart S. Andrews. Bestimmung der größten Durchbiegung eines gleichmäßig belasteten und an einem Ende eingespannten, am andern frei gestützten Balkens ohne Zuhilfenahme der Infinitesimalrechnung. Concr. a. Constr. Engg. Nov. 1911.

Formulae for the verification of schemes in reinforced concrete. Von Maurice Behar. Ableitung einfacher Formeln zur Prüfung von Platten und Plattenbalken und Anwendung auf Beispiele. Concr. a. Constr. Engg. Okt. 1911.

Der kontinuierliche Balken auf elastisch drehbaren Stützen. Von Dr.-Ing. Max Ritter in Zürich. Mit Abb. Schweizer. Bauztg. 1911. Bd. 57. Nr. 4.

Über die Berechnung von Steifrahmen mit Querstützung. Von Dr.-Ing. Paul Müller. Arm. Beton 1911. Heft 9.

Über die Verschiebung der Fachwerkknotenpunkte senkrecht zur Krafrichtung. Von Lademann, Regierungsbaumeister, Görlitz. Zeitschr. Arch. Ing. Wesen 1911. Nr. 2.

Formänderung durch Verdrehung. Von C. Busemann, Lübeck. Verfasser fand bei der Untersuchung der Kraftübertragungsrichtung in schiefen Gewölben, daß sie ganz wesentlich von der Formänderung der Körper durch Verdrehen beeinflusst ist. Da nun verschiedene Formeln über die Größe der Verdrehung unrunder Körper vorliegen, so machte er drei reine Verdrehungsversuche mit rechteckigen Platten und einen Versuch mit einem L-Eisen. Durch diese Versuche wird nachgewiesen, daß bei kleiner Verdrehung die Formel für den Verdrehungswinkel auf die Länge l:

$$\varphi_1 = \frac{M_d \cdot l}{\Theta G}$$

richtig ist, wenn man bei Rechteckquerschnitten mit beliebigem Seitenverhältnis nach de Saint-Venant

$$\Theta = \frac{1}{3} b d^3 \left[1 - 0,63 \frac{d}{b} \left(1 - 1,641 - 3 \frac{b}{d} \right) \right]$$

setzt. Ferner wird durch Versuch und Rechnung gezeigt, daß bei rechteckig prismatischen Körpern die bei der Verdrehung entstehenden Normalspannungen in der Richtung der Längsfasern nicht vernachlässigt werden dürfen, wenn die Ver-

drehung am äußeren Umfang der Schmalseite gemessen

$$\frac{d\tau}{l} = \eta_1 \frac{b}{2l} > 1/100$$

wird. Zeitschr. Ver. Deutscher Ing. 1911. Nr. 16.

Ein Beitrag zum Problem des Ramm-pfahls. Von Stadtbaumeister Geiß, Posen. Unter Hinweis auf ein im Jahre 1908 erschienenes Werk „Das Problem der Pfahlbelastung“ von Oberbaudirektor Stern und auf einen Aufsatz „Zur Frage des Widerstandes der Gründungen auf natürlichem Boden“ teilt Verfasser die Ergebnisse einiger Versuche mit, die er zur Feststellung des Wirkungsbereichs eines gerammten Pfahls angestellt hat und die ergeben haben, daß der durch eine sogen. Gleitkurve abgegrenzte Bereich im wesentlichen von der Bodendichte und der Form des Pfahls, wenig oder nicht aber davon abhängt, ob der Pfahl angespitzt oder stumpf abgeschnitten ist. Der sicherste Wertmesser erscheint nach wie vor die gemessene Eindringtiefe beim einzelnen Rammschlag, wobei bei wichtigen Gründungen nur Rammen mit einstellbarer selbsttätiger Hubbegrenzung verwendet werden sollten. Beton u. Eisen 1911. Heft XX.

Die Knicksicherheit der Druckgurte offener Bogenbrücken. Von Dipl.-Ing. Briske, Berlin. Mit Abb. Zeitschr. Arch. Ing. Wesen 1911. Nr. 3.

Entgegnung hierzu von Dr.-Ing. Paul Müller. Zeitschr. Arch. Ing. Wesen 1911. Nr. 4.

Bogen mit starkem Schub. Von Baurat Adolf Francke in Alfeld a. d. Leine. Zeitschr. Arch. Ing. Wesen 1911. Nr. 5.

Mit der Ergänzung von demselben Verfasser: Bogenträger mit unendlich kleinem Krümmungshalbmesser im Scheitel. Zeitschr. Arch. Ing. Wesen 1911. Nr. 6.

Zur Berechnung von eingespannten Gewölben. Von Dipl.-Ing. Hugo Ritter, Danzig. Schweizer. Bauztg. 1911. Bd. 57, Nr. 12.

Zeichnerische Behandlung des mehrfach statisch unbestimmten durchgehenden Bogenträgers mit zwei Kämpfergelenken. Von Dipl.-Ing. Chr. Vlachos, Karlsruhe. Zeitschr. Arch. Ing. Wesen 1911. Nr. 2.

Der Kugelträger. Von Baurat Adolf Francke in Alfeld a. d. Leine. Mit Abb. Zeitschr. Arch. Ing. Wesen 1911. Nr. 1.

Calcul des murs de soutènement. Von Moreau, Ing. d. P. et Ch. Formeln für die Größe des Erddruckes und die Lage seiner Mittellkraft. Mit Tabellen usw. Nouv. ann. constr. 1911. Nr. 7 und folg.

Neue Anschauungen über den Verbund zwischen Eisen und Beton. Von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger. Verfasser führt mit näherer Begründung aus, daß das bisher geübte Rechnungsverfahren zur Ermittlung der Haftspannungen nicht

richtig sein kann und fordert wie eine Reihe anderer Fachleute, und wie es in den neuen schweizerischen Eisenbetonbestimmungen bereits zum Ausdruck gekommen ist, daß dieser Nachweis der Haftspannungen nicht mehr verlangt werde. Zeitschrift österr. Ing.- u. Arch.-V. 1911. Nr. 43.

Statische Untersuchung von Silowänden. Von Dipl.-Ing. H. Markus, Düsseldorf. Die statische Untersuchung von Silowänden wird im allgemeinen unter der Voraussetzung durchgeführt, daß jede Zelle für sich einen geschlossenen Rahmenträger bildet, dessen Formänderung sich unabhängig vom starren Zusammenhang mit den übrigen Teilen des Zellsystems gestaltet. Die vorliegende Arbeit untersucht, wie die Ergebnisse der Rechnerverfahren, die sich auf diese willkürlich erscheinenden Annahmen gründet, den wirklichen Spannungsverhältnissen entsprechen und welche Sicherheit für die Konstruktion sie bieten. Es wird die Theorie der einreihigen, zwei- und mehrreihigen Zellsysteme behandelt. Mit Abb. Zeitschr. Arch. Ing. Wesen 1911. Nr. 1 u. 4.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Eisenbetonversuche von Föppl. Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 11, 12.

Die neuesten Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Heft 9 u. 10). Besprochen von Prof. M. Foerster. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 10.

Neue Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Heft 8 u. 11). Besprochen von Privatdozent Dr.-Ing. E. Probst. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 12.

Dr. v. Emperger's method of testing reinforced concrete beams. Auszug aus den in einem Heft der Forscherarbeiten über Eisenbetonkonstruktionen von Dr. Neumann veröffentlichten Empergerschen Bestrebungen, die Würfelprobe durch die Balkenprobe zu ersetzen. Concr. a. Constr. Engg. Okt. 1911.

Der Widerstand einbetonierten Eisens gegen Gleiten in seiner Abhängigkeit von der Länge der Eiseneinlagen. Von C. Bach. Die Versuche wurden durchgeführt, um dem noch weitverbreiteten Irrtum entgegenzuwirken, daß sich der Gleitwiderstand gleichmäßig über die einbetonierte Länge verteile. Sie zeigen ausgeprägt die Abnahme des Gleitwiderstandes mit zunehmender Länge des einbetonierten Eisenstabes. Zeitschr. Ver. Deutscher Ing. 1911. Nr. 21.

Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck. Von Dr. Th. von Kármán, Göttingen. Durch diese Versuche an Marmor- und Sandsteinkörpern wurde die Mohrsche Vorstellung von der Elastizitätsgrenze sehr schön bestätigt. Die Versuche ergeben, wie dies die Mohrsche Theorie er-

fordert, eine Zunahme der Elastizitätsgrenze mit wachsendem allseitigem Druck. Man darf die Annahme als bestätigt betrachten, daß die Elastizitätsgrenze durch einen Grenzwert der Schubspannungen festgelegt ist, der mit der auf die Gleitfläche wirkenden Normalspannung zunimmt und bei sehr hohen Werten des Normaldruckes einem konstanten Höchstwerte zustrebt. Die Grundannahme der Mohrschen Theorie, daß die mittlere Hauptspannung belanglos ist, konnte durch die Druckversuche allein nicht entschieden werden und soll durch weitere Zugversuche Aufklärung finden. Mit Abb. Zeitschr. Ver. Deutscher Ing. 1911. Nr. 42.

Tests on a reinforced concrete telegraph pole. Bemerkenswerte Versuche an einem Telegraphenmast aus Eisenbeton von etwa 11,5 m freier und rd. 13,4 m gesamter Länge. Der Mast ist hohl, besitzt quadratischen Querschnitt von 43 cm äußerer und 33 cm innerer Seitenlänge und verzüngt sich nach oben auf 20 bzw. 10 cm. Versuchsanordnung, -verlauf und -ergebnisse werden mitgeteilt. Mit Abb. Concr. a. Constr. Engg. Nov. 1911.

Reinforced concrete fence posts. Von J. J. Richay. Ausführlicher Bericht über umfangreiche Versuche des Verfassers mit Eisenbetonzaunsäulen an der Universität in Illinois im Jahre 1908. Mitteilung der Ergebnisse. Abb. von Probekörpern, Versuchsanordnungen usw. Cement Age Sept 1911.

Concrete test specimens in sea water. Ausführliche Mitteilung über umfangreiche Versuche in Charlestown, Mass. zur Erlangung zuverlässiger Angaben über die Einwirkung des Seewassers auf Beton bei verschiedener Zusammensetzung und verschiedener Feuchtigkeit. Cement Age Okt. 1911.

Zum Brand des Warenhauses Esders in Dresden am 13. August 1911. Von B. Löser. Arm. Beton 1911. Heft 10. Mit Abb.

Die Feuersicherheit von Deckenkonstruktionen. Besprechung der Versuche des British Fire Prevention Committee. Von Anton Fitzinger, Wien. Auszug aus einem Bericht des B. F. P. C. über Daten und Versuchsergebnisse an Fußböden und Deckenkonstruktionen. Erläuterung der Versuchstation. Nach den Mindestforderungen wurden die verschiedenen Probeobjekte in 3 Klassen eingeteilt und zwar: Zeitweiser Schutzwiderstand gegen Feuer für mindestens $\frac{3}{4}$ Stunden, teilweiser Schutzwiderstand gegen heftiges Feuer für mindestens $1\frac{1}{2}$ Stunden, voller Schutzwiderstand gegen heftiges Feuer für mindestens $2\frac{1}{2}$ Stunden. Mit Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft XX.

Note sur les dégâts causés par un incendie dans un hangar en béton armé. Die durch eine Feuersbrunst an einem Eisenbeton-

speicher erzeugten Schäden werden in Wort und Bild ausführlich dargestellt; ein allgemeines Urteil über die Bewährung des Eisenbetons im Feuer ist nicht abgegeben. Ann. ponts chaus. 1911. Nr. 2.

IV. Leitsätze und Vorschriften.

Die neuen preußischen Bestimmungen für die Berechnung von Hochbaukonstruktionen. Kritische Besprechung von Prof. K. Löhle, Zürich. Schweiz. Bauztg. 1911. Bd. 58, Nr. 15.

Die neuen österreichischen Vorschriften für Eisenbeton. Bemerkungen hierzu von Prof. Dr.-Ing. Saliger. Arm. Beton 1911. Heft 10.

Bemerkungen zu den österreichischen Eisenbetonvorschriften. Von Prof. Dr.-Ing. Heß in Brünn. Eingehende kritische Betrachtungen der neuen Vorschriften. Beton u. Eisen 1911. Heft XX.

Die neuen österreichischen Vorschriften über Eisenbetonbauten. Dr. Max Ritter von Thullie bespricht die neuen Vorschriften und ihre Verbesserungen gegen die bis jetzt bestehenden. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch. Ver. 1911. Nr. 37.

Die schweizerische Verordnung betreffend Berechnung von eisernen Brücken und Dachkonstruktionen. Von Ing. A. Bühler, Mainz. Die neuen Vorschriften werden kritisch besprochen. Schweiz. Bauztg. 1911. Bd. 58. Nr. 6.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Hohlsteinbau aus Korkbeton. Von Ing. M. Blodnig, Wien. Ausführliche Beschreibung einer neuen Art von Betonhohlsteinen, deren Eigenart in erster Linie darin besteht, daß die Außenseite durch eine Korksteinschicht isoliert wird. Als praktischste Form ist nach Versuchen die Winkelform sowohl für den normalen Baustein als auch für die erforderlichen Spezialsteine für die Decken, Fenster und Türgewände und Sohlbänke gewählt worden. Größe, Herstellung der Steine, die wirtschaftlichen Vorzüge der neuen Bauweise und die Ausführung eines Baues werden eingehend beschrieben. Mit Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft XVII u. XIX.

Härtung von Betonoberflächen. Der Zusatz von Karborundum in die Oberfläche stark begangener Eisenbetontreppen in Paris ist mit vorzüglichem Erfolg erprobt worden. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1911. Nr. 39 u. 40.

Les pieux armés Frankignoul. Eisenbetonpfähle, deren Herstellung ähnlich wie bei den Simplexpfählen geschieht. Ein Pfahl von

50 cm Durchmesser ergab bei 70 t Belastung während 18 Stunden keine merkliche Senkung. Nachrechnung des Versuches, Betrachtungen über die praktische Verwertbarkeit der Pfähle. Ann. trav. publ. Belg. 1911. Nr. 1.

Über einige bemerkenswerte Neuerungen im Eisenbetonbau. Kurze Schilderung des sog. Holzbetons, der Ummantelung von Betonsäulen mit geriffeltem Blech, um die Schalung zu ersetzen, und der Versuche von Steiner, dem Beton in der Zugzone zur Bewehrung feine Eisenabfälle beizumischen. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1911. Nr. 27.

Einige Anwendungen des umschnürten Betons (System Abramoff-Magid). Von Obering. F. Boerner. Das Umschnörungssystem Abramoff-Magid, besonders geeignet zur Herstellung stark belasteter Stützen und der erforderlichen Druckbewehrung bei stark beanspruchten Balken, besteht im Gegensatz zu dem von Considère darin, daß die Bewehrung aus einzelnen Tafeln besteht, die den Seiten der zu bildenden Stütze entsprechen und welche zusammengesetzt die Gesamtbewehrung ergeben. Die technischen Vorzüge, namentlich die außerordentliche Zuverlässigkeit und wirtschaftlichen Vorteile des Verfahrens infolge geringerer Abmessungen der Stütze oder niedrigeren Eisenverbrauchs werden hervorgehoben und begründet. Verfasser verweist dann auf die im Armierten Beton 1908 veröffentlichten Ergebnisse umfangreicher Untersuchungen in staatlichen Prüfungsanstalten und teilt das Wesentliche darüber mit. Mit Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft XIX u. XX.

Einfluß des Eisenbetons auf Konstruktion und Architektur beim modernen Hochbau unter besonderer Berücksichtigung auf Wiener Schul- und Kommunalbauten. Von Bau-Ing. Ludwig Roth. An der Hand einer ganzen Anzahl Beispiele werden die allgemeinen Beziehungen gekennzeichnet, die man heute schon zwischen dem Eisenbetonbau und dem Hochbau einschließlich der Architektur feststellen kann, und auf das Gepräge hingewiesen, das beiden der Eisenbeton verleiht. Der Beton und Eisenbeton — das haben die modernen Architekten bereits erkannt — bedarf keiner Verkleidung, sondern hat die Kraft und die Eigenschaften in sich, unmittelbar zu wirken und unmittelbar und augenfällig in die Erscheinung zu treten. Mit Abb. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1911. Nr. 52.

2. Ausführungen im Hochbau.

Neues im Deckenbau. Von W. Daude, Halensee. Eine größere Anzahl patentierter Neuerungen auf dem Gebiete des Deckenbaues werden an der Hand von Abb. mitgeteilt. Beton u. Eisen 1911. Heft XX.

Some methods of construction. Beschreibung zweier neuer englischer Deckenkonstruktionen, „Clinton“-System und „Dentile“-Hohldeckenkonstruktion genannt. Mit Abb. *Concr. a. Constr. Engg.* Nov. 1911.

Die Wrissenbergdecke. Mit Abb. Schweizer. *Bauztg.* 1911. Bd. 57. Nr. 9.

Eisenbetonbauten, System Aiken. Man hat in Amerika gefunden, daß es wirtschaftlicher als die bisher übliche Methode der Einschalung ist, bei Häusern, die ganz aus Eisenbeton erbaut werden, auf einer an Ort und Stelle besonders hergestellten ebenen Fläche die Mauern als Schablonen auszubilden und diese nach dem Abbinden aufzustellen. Dieses System wird mit Abb. näher beschrieben. *Ztschr. österr. Ing.- u. Arch.-V.* 1911. Nr. 40.

Self supporting continuous centering in building construction. Beschreibung eines neuen Rüstsystems, welches vom Fortgang der Betonarbeiten unabhängig ist und daher eine besonders wirtschaftliche und gefahrlose Bauausführung gestattet. Eingehende Beschreibung aller Einzelheiten der Bauart der Rüstung und Schalung an Hand vieler Abb. *Cement Age* 1911, August 1911.

Betonhohlblockbauten im Erdbebengebiet in Calabrien. Beschreibung einer Bauweise der Firma Ferniani & Gondoni, die Hohlblöcke mit Eiseneinlagen verwendet. Näheres über Herstellung und Verbau der Steine. Mit Abb. *Dtsche. Bauztg. Mitt.* 1911. Nr. 23.

Toit Rackem de grande portée en béton armé. Sheddächer aus Eisenbeton von 12,2 m Spannweite. Allgem. Beschreibung; Darstellung einiger Einzelheiten. *Ann. trav. publ. Belg.* 1911. Nr. 3.

Sheddächer in Eisen und in Eisenbeton. Es wird ein Vergleich zwischen der Ausführung in Eisen und Eisenbeton gegeben und nachgewiesen, daß bei normalen Spannweiten von 7 bis 9 m der Eisenbeton der reinen Eisenkonstruktion in Zeit, Kosten und Aussehen überlegen ist. *Ztschr. österr. Ing.- u. Arch.-V.* 1911. Nr. 37.

Shedbau in Eisenbeton der Druckerei C. Schwalbe & Co., Basel. Von Ingenieur H. Binder-Friedrich, Basel. Beschreibung einer Deckenkonstruktion nebst Stützen und deren Fundamente aus Eisenbeton. Die Bedingung: Fortfall der üblichen Zugstangen der Shedbinder und wenig Zwischenstützen von möglichst geringem Querschnitt erforderte kräftige Ausbildung der Binderknoten und eine eingehende statische Untersuchung, deren Gang kurz geschildert ist. Mit Abb. Schweizer. *Bauztg.* 1911. Bd. 58. Nr. 25.

Bäckerei nebst Verbindungsbrücke für den Konsumverein Bielefeld. Von Dipl.-Ing. G. Niemeyer. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911, Heft 12.

Eispalast Hannover. Von Prof. Robert Otzen und Dr.-Ing. R. Müller. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911. Heft 12.

Die Eisenbeton-Konstruktionen im neuen Kulissenmagazin des Züricher Stadttheaters. Die für die Gründung, die Decken, Pfeiler und die Dachstühle zur Verwendung gekommenen Eisenbetonkonstruktionen, die durch nicht ganz gewöhnliche Verhältnisse Schwierigkeiten, insbesondere für die Gründung, ergaben, werden beschrieben. Mit Abb. Schweizer. *Bauztg.* 1911. Bd. 57. Nr. 1.

Reinforced concrete at the Royal Insurance Building. Umfangreicher Eisenbetonbau. Bemerkenswert ist besonders die für Abstützung des zweigeschossigen Kellers gegen das umgebende Erdreich errichtete Eisenbetonstützmauer von rund 8 m Höhe, sowie die Ausbildung der diebes- und feuersicheren Schatzkammern, deren Einzelheiten an der Hand zahlreicher Abbildungen erläutert werden. *Concr. a. Constr. Engg.* Nov. 1911.

Some examples of reinforced concrete work in South Africa. Kurze Mitteilungen über einige bemerkenswerte Eisenbetonbauten in Südafrika und zwar über das Regierungsgebäude in Salisbury (Rhodesien), ferner über ein großes Wasserreservoir und eine Pieranlage in Kapstadt. Mit Abb. *Concr. a. Constr. Engg.* Okt. 1911.

Unique garage construction. Beschreibung einer eigenartigen, zum Teil unter der Erde gelegenen Autogarage aus Eisenbeton in Minneapolis mit Abb. *Cement Age* Okt. 1911.

Eine Windtrocknungsanlage in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. E. Elwitz. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911. Heft 9.

Über die baulichen Anlagen der neuen Turbinenpumpstation des Wasserwerkes der Stadt Bochum in Blankenstein a. d. Ruhr. Von Dr.-Ing. K. W. Mautner. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911. Heft 12.

Cheminées d'usine en béton armé. Beschreibung einiger nach dem Patent Monnoyer errichteten Schornsteine aus Eisenbeton von polygonalem Querschnitt. Die einzelnen fertigen Teile werden ohne Schalung durch Eiseneinlagen in Mörtel verbunden. Ausführungen bis zu 78 m Höhe in Belgien und der Schweiz. Mit Abb. Schweizer. *Bauztg.* 1911. Bd. 57. Nr. 21.

Kohlensilo in Eisenbetonkonstruktion. Von Ing. Karl Stock. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911. Heft 9.

Anwendung des Eisenbetons auf Silobauten. Von Prof. E. Mörsch. Nach einer Darlegung des Zwecks der verschiedenen Arten von Silos wird die Theorie der Berechnung des Seitendrucks des Füllmaterials auf die Zellenwände vorgeführt. Im Anschluß daran werden ausgeführte Eisenbetonsilos für die verschiedenen

Zwecke der Großindustrie beschrieben. Besonders ausführlich werden die Erzsilos behandelt. Zum Schluß werden noch einige Wassertürme und Kühltürme aus Eisenbeton geschildert. Die große Zahl der nur von einer einzigen Firma ausgeführten Eisenbetonbauten dieser Art zeigt, daß der Eisenbeton ein äußerst zweckmäßiger Baustoff für Silos ist. Gute Abb. Ztschr. Ver. deutsch. Ing. 1911. Nr. 9 u. 11.

Concrete Silos. Von C. W. Gaylood und Percy H. Wilson. Ausführliche Beschreibung aller Einzelheiten und erforderlichen Arbeiten zur Herstellung einfacher Silos von höchstens 6 m Durchmesser und $1\frac{1}{2}$ facher Höhe. Absteckung, Ausschachtung, Gründung, Schalung und Rüstung, Betonmischung und Verarbeitung, Dachausbildung, Aussparung von Öffnungen werden unter Hervorhebung aller zu beachtenden Umstände erläutert, um besonders Farmer, die keine Betonbaukenntnisse besitzen, in stand zu setzen, die Errichtung selbst vorzunehmen. Concr. a. Constr. Engg. Okt. u. Nov. 1911.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Der Ideenwettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für den Neubau der Kaiserbrücke über die Weser in Bremen. Von Prof. Dr.-Ing. Th. Landsberg. In dieser ausführlichen Besprechung werden neben den vielen Entwürfen in Eisen noch eine ganze Reihe Lösungen in Eisenbeton beschrieben und kritisch behandelt. Für die Tragwerke, die bis zu 95 m lichte Weite haben, sind bei den eingereichten Entwürfen in Eisenbeton die Hauptträger als Bogenträger, als Hängeträger und als Auslegerträger zur Ausführung vorgeschlagen worden. Mit zahlr. Abb. Ztschr. Ver. dtsch. Ing. 1911. Nr. 38, 39, 45 u. 47.

Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für den Neubau der Altstädter Brücke in Pforzheim. Die Enz in Pforzheim soll durch eine 14,0 m breite Straßenbrücke überbaut werden, und zwar in 3 Öffnungen von rund 17 m, 30 m und 17 m Stützweite. Beschreibung von 8 Entwürfen, die sämtlich durchgehende Balkenträger als Hauptträger aufweisen. Außerordentliche Verschiedenheiten weisen die Querschnitte der 8 Entwürfe auf; so schwankt die Hauptträgerentfernung von 0,9 m bis zu 2,5 m, dementsprechend auch die Stärke der Fahrbahnplatte. Es war verlangt, daß die Unterfläche der Tragwände als glatte Decke ausgebildet wurde. Stoßwirkung der Verkehrslasten war zu berücksichtigen. Die Kosten der beiden mitgeteilten preisgekrönten Entwürfe betragen 114 000 M. und 128 700 M. Mit vielen Abb. Dtsche. Bauztg. Mitt. 1911. Nr. 23 und 24.

Wettbewerb zur Erlangung von Plänen für die Wolchebrücke in Zürich. Das Gut-

achten über diesen Wettbewerb wird gegeben. Die preisgekrönten Entwürfe, die mehrere Lösungen in Eisenbeton für die Gewölbe und die Pfeilergründungen bieten, werden näher beschrieben. Mit Abb. Schweizer. Btzg. 1911. Bd. 57. Nr. 10.

Wettbewerb für eine Lorrainebrücke in Bern in Eisenbeton oder Stein. Zunächst werden in dem Bericht des Preisgerichts für die große und hohe Brücke die eingereichten Lösungen kurz besprochen. Sie zeigen Brücken aus Haustein, Betonquadern, Stampfbeton und armiertem Beton. Neben den Brücken aus reinem Eisenbeton, die bis zu 100 m Spannweite haben, liegt noch eine ganze Anzahl Lösungen vor, die die Verwendung des Eisenbetons nur für die Pfeiler, die Stirnwände, die Tragkonstruktion der Fahrbahnplatte bringen. Auch eine ganze Anzahl interessanter Entwürfe für Fahrbahnplatten aus Eisenbeton zur Überdeckung der in einzelne Ringe aufgelösten Gewölbe liegt vor. Die preisgekrönten Entwürfe und deren Einzelheiten werden an Hand zahlreicher und guter Abb. eingehend vorgeführt. Schweizer. Btzg. 1911. Bd. 57. Nr. 24 u. 25, Bd. 58, Nr. 3.

Eisenbetondurchlaß in Kortezwaag (Niederlande). Von Ing. Rich. Hoffmann, Wien. Ausführliche Berechnung und Dimensionierung eines Durchlasses aus Eisenbeton von 1,3 m l. W. und rd. 2,5 m l. H. Die Belastung besteht in 1,1 m Überschüttung und 5850 kg/m² Verkehrslast. Der Durchlaß wurde als geschlossener Rahmen berechnet. Mit Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft XX.

Die Werrabrücke bei Heeringen, eine Eisenbahnbrücke aus Eisenbeton. Beschreibung dieser Brücke von 53 m Spannweite, die ursprünglich in Eisen vorgesehen war, aber mit Rücksicht auf die Unterhaltungskosten in Eisenbeton ausgeführt wurde. Die beiden eingespannten Hauptbogen, für deren Abstand das gewöhnliche freie Profil von 4,4 m Breite bestimmend war, sind oben durch einen Windverband mit T-förmigen Steifen verbunden und tragen an eisernen Hängestangen die Fahrbahn aus Eisenbeton, die an zwei Stellen durchschnitten ist, um den Einfluß der Temperaturspannungen auszuschalten. Schilderung der Bauausführung und der Belastungsproben. Mit guten Abb. Schweiz. Bauztg. 1911. Bd. 58. Nr. 20.

Reinforced concrete bridge over the Werra in Thuringia, Germany. Bogenbrücke aus Eisenbeton von 53 m Spannweite, bestehend aus zwei Hauptträgern mit an eisernen Rundeisenstangen aufgehängter Fahrbahn, zur Überführung einer eingleisigen Eisenbahn über die Werra bei Heeringen. Angaben u. Abb. der Ausbildung, Ausführung und Belastungsproben. Concr. a. Constr. Engg. Okt. 1911. s. L. Juli 1911. V, 3. S. 272.

Visintini-Brücke über die Desna (Rußland). Mitgeteilt v. k. k. Prof. Dr.-Ing. L. Heß. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 10.

Die Eisenbahnbrücke über den Neckar in Tübingen. Von Ch. Fatio, Dipl.-Ing. Ausführliche Beschreibung des Entwurfs und der Bauausführung einer gewölbten Eisenbahnbrücke von 2×34 m Spannweite und 1:11 Pfeilverhältnis mit aufgelösten Bogenrippen (Dreigelenkbogen) in Eisenbeton. Die Kämpfergelenke sind, damit sie über die Hochwasserlinie zu liegen kommen, 3 m gegen die Mitte der Spannweite vorgeschoben. Die Rippen hinter den Gelenken sind wegen der hohen Pressungen mit den der Firma Wayß & Freitag patentierten Spiralarmierungen bewehrt. Die Fahrbahnplatte von 50 cm Gesamthöhe — Querträger samt Platte — ist zwischen den 1,3 m breiten und im Mittel 1,3 m hohen Bogenrippen, von 2,70 m Abstand, im Gewölbescheitel so tief gelegt worden, daß sich hier eine Art Kanal von 50 cm Tiefe zur Aufnahme des Schotterbettes bildet. In Verbindung mit der Brücke Ausführung eines Tunnelportals in Eisenbeton. Mit zahlreichen Abb. auch für Einzelheiten. Schweizer. Bauztg. 1911. Bd. 57. Nr. 18.

Suze-Brücke in St. Imier. Beschreibung einer Balkenbrücke von 2×18 m Spannweite aus Eisenbeton. Gründung des Mittelpfeilers, der aus zwei Teilen besteht, auf einer Eisenbetonplatte. Mit Abb. Schweizer. Bauztg. 1911. Bd. 57. Nr. 17.

Construction du pont de Montanges au lieu dit: Moulin des Pierres. Bogenbrücke über die Valserine, für die Lokalbahn von Bellegarde nach Chézery und für eine Landstraße. Ein Bogen von 80 m Spannweite und 20 m Stich überbrückt die Schlucht in 60 m Höhe über der Sohle. Stärke des Gewölbes im Scheitel 1,50 m, an den Kämpfern 2,50 m; Breite 5,35 m. Die Fahrbahn wird von Spargewölben getragen, die 5,30 m Öffnung haben. Das Lehrgerüst ruht an seinen beiden Enden im Felsen, in der Mitte auf 3 hölzernen Gerüstpfählern von rd. 40 m Höhe. Die Einzelheiten des Bauwerkes und des Lehrgerüsts, sowie des Bauvorganges sind ganz ausführlich beschrieben und in Abb. dargestellt, die Kosten für sämtliche Arbeiten im einzelnen angeführt. Mit zahlreichen Abb. Ann. ponts chaus. 1911. Nr. 4.

Pont en béton armé sur la Meuse à Hermales-sous-Huy. Bogenbrücke mit 3 großen und einer kleinen Öffnung; 46, 51, 48 m und 30 m. Die Fahrbahn wird von 2 Bogenrippen getragen, die untereinander durch eine wagerechte Platte verbunden sind. Auch die Pfeiler bestehen aus einem Eisenbetongerippe mit Hohlräumen. Breite der Fahrbahn 2,80 m, der beiderseitigen Fußwege je 0,85 m. Ausführliche Beschreibung des Bauwerkes und des Bauvorganges unter Beigabe zahlreicher Tafeln und Abb. Angabe der Kosten

und der Ergebnisse der Belastungsproben. Ann. trav. publ. Belg. 1911. Nr. 4.

Viaduc en béton armé de l'Eguille. Viadukt aus Eisenbeton für eine 6 m breite Straße: 3 Hauptträger auf Jochen aus je 3 Pfählen; Jochentfernung 8 m, -breite 4,5 m. Der Viadukt wird durch eine eiserne Drehbrücke unterbrochen. Mit Abb. Ann. ponts chaus. 1911. Nr. 5.

Transformation d'un viaduc métallique de chemin de fer en béton armé. Die Stützen eines eisernen Viaduktes wurden mit Eisenbeton umkleidet, indem man sie mit einer Spiral- und Längsbewehrung umgab und diese einstampfte. Mit Abb. Ann. trav. publ. Belg. 1911. Nr. 2.

Pont en béton armé, à trois articulations, d'Amélie-les-Bains. Applications du même système. Dreigelenkbogenbrücke aus Eisenbeton, vgl. L. November 1910. V, 3. S. 444 und einige weitere Anwendungen dieser Bauart, werden beschrieben und erwähnt. Mit Abb. Ann. trav. publ. Belg. 1911. Nr. 3.

Pont en béton armé, au Plan du Var. Eisenbetonbalkenbrücke zur Überführung einer elektrischen Bahn über die Vesubie bei Plan du Var. Drei Öffnungen von je 14 m werden durch 2 kont. Balkenträger überspannt; zwischen diesen liegt auf Querträgern und einer durchgehenden Platte das Gleis auf hölzernen Langschwellen. Höhe der Balkenträger durchweg 1,2 m, Breite 0,3 m, Entfernung voneinander 1,8 m; beiderseits kragen Gangstege mit Geländer um 1 m aus. Die Querträger liegen etwa in halber Höhe der Hauptträger; sie sind 0,30 m hoch; die Platte ist 0,12 m stark. Die Mittelstützen bestehen aus je 2 Säulen $0,30 \times 0,3$ m, durch eine 0,16 m starke Wand verbunden. Schiefe der Brücke 45° . Ausführliche Beschreibung aller Einzelheiten, der Bewehrung, des Lehrgerüsts, der Gründung und des Bauvorganges mit guten Abb. Nouv. ann. constr. 1911. Nr. 9.

Belgische Brücken. Aufzählung der auf der Ausstellung in Brüssel dargestellten Bauwerke und Bauten. Ann. trav. publ. Belg. 1911. Nr. 1.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Consolidation des terrains de la butte Montmartre à Paris. Böschungsbefestigungen am Montmartre in Paris. In der Böschung liegen von oben nach unten einzelne starke, umschnürte Eisenbetonbalken, die je auf einem oder zwei Brunnen ruhen und zwischen sich Bohlwände aus Eisenbeton tragen, die den eigentlichen Schutz der Böschung bilden. Beschreibung der Ausführung, Darstellung von Einzelheiten. Mit Abb. Ann. trav. publ. Belg. 1911. Nr. 3.

Fehler bei Wehrbauten in Eisenbeton, Dansville- und Austin-Damm. Von Baurat Ziegler, Clausthal. Die großen Vorteile des Eisen-

betons — geringer Baustoff-, Kosten- und Zeitaufwand —, die ihn auch für Wehr- und Talsperrenbauten hervorragend geeignet erscheinen lassen, haben in Amerika eine ganze Anzahl mehr oder weniger gelungene Eisenbetonwehre entstehen lassen. Der Bruch des Eisenbetondammes zu Dansville N. Y. und die Wiederherstellung des Austin-Dammes im Coloradofluß in Texas wird beschrieben und auf die grundlegenden Fehler der Konstruktion hingewiesen. Mit Abb. Zeitschr. Ver. Deutscher Ing. 1911. Nr. 42.

Le barrage de La Prele. Talsperre aus Eisenbeton bei Douglas, Nordam., besteht aus einer unter 40° gegen die Wagerechte geneigten Tafel, die durch senkrechte Wände in 18' Entfernung gestützt wird. Versteifung dieser Wände durch wagerechte Platten. Höhe der Sperrmauer 39,65 m, obere Länge 100,65 m. Das Eisenbetongerippe ist nach der Talseite zu offen. Mit Abb. Ann. trav. publ. Belg. 1911. Nr. 2.

Die Zerstörung der Sperrmauer im Freeman's Run oberhalb der Stadt Austin in Pennsylvanien. Von Baurat Ziegler, Clausthal. Beschreibung des Einsturzes und dessen Ursachen einer geradlinigen Sperrmauer aus Beton von 165,8 m Kronen-, 106,7 m Sohlenlänge, 17 m größter Höhe und 0,76 m oberer und 9,14 m unterer Breite. Mit Abb. Zeitschr. Ver. Deutscher Ing. 1911. Nr. 51.

La rupture des barrages de Dells et de Hatfield. Besprechung der Anlage und des Einsturzes zweier Staudämme in Amerika, bei Hatfield, im Flußgebiet des Black River. Sie bestanden aus Erde mit einem Betonkern. Einzelheiten mit Abb. Le Génie civil 1911. 11. Nov.

Das Wasserkraftwerk Adamello. Von L. Zodel. In der Beschreibung der Anlage wird besonders die Konstruktion einer hohlen Stau-mauer in Eisenbeton für ein Ausgleichsbecken näher angeführt. Die Herstellung erfolgte in Form einer Reihe kastenförmiger Zellen, die mit der Wasserseite kommunizierend, durch den Wasserinhalt selbst, das zu ihrer Standsicherheit nötige Gewicht erhalten. Mit Abb. Schweizer. Bauztg. 1911. Bd. 57. Nr. 4.

Neuere Kraftübertragungsanlagen in Frankreich. Von Dr.-Ing. Adolf Ludin und Rudolf Buisson, Regierungsbaumeister, Karlsruhe. In der Beschreibung werden auch eine Anzahl Bauteile, die in Eisenbeton ausgeführt worden sind, wie Kanalböschungen, Brückenkanäle in Abbildungen vorgeführt. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1911. Nr. 32 u. 33.

Dichtung der Kanaldämme durch Betonwände. Es werden die Versuche geschildert, welche die Verwaltung des Kanals de Bourgogne seit zwei Jahren anstellt, um undichte Kanaldämme durch senkrechte Betonwände zu dichten. Man treibt eine Reihe zugespitzter Bohlen fugendicht

bis unter die Sickerstellen ein, zieht dann die Bohlen hervor und bringt Beton in die derart geschaffenen Löcher. Genauere Beschreibung mit Kostenangaben. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1911. Nr. 28.

Über einige ausgeführte und projektierte Wasserkraftanlagen in den Alpen. Von Raimund Janesch, beh. aut. Bauingenieur. Unter den mancherlei Anlagen wird auch die Wasserkraftanlage für die Chlorfabrik in Brückl geschildert, bei der ein Eisenbetondruckrohr von 3,6 m lichtigem Durchmesser auf 430 m Länge mit hergestellt wurde. Mit Abb. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1911. Nr. 19 u. 20.

Über die Anwendung von Eisenbetonschwimmkästen zur Herstellung von Kaimauern. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1911. Nr. 37.

Ein Motorboot aus Kunstmarmor. Von Ing. Wißmann, Charlottenburg. Einige Angaben und Abbildungen eines Motorbootes aus Eisenbeton. Beton u. Eisen 1911. Heft XX.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Paraneiges en béton armé. Schneeschutzgalerien aus Eisenbeton für zwei Gleise auf der Great Northern Railway, in einer Länge von 1220 m. Ebenes Dach auf Säulen, mit starker bergseitiger Verankerung. Beschreibung mit Einzelheiten. Ann. trav. publ. Belg. 1911. Nr. 2.

L'étauchement des maçonneries à l'aide d'injections de ciment. Von L. Descans, Ing. d. p. et ch. Dichtung der Tunnel- und Untergrundstrecken der Pariser Untergrundbahn (Métropolitain Municipal). Ausführliche Beschreibung der Arbeiten und ihres Erfolges und der verwendeten Maschinen. Mit Abb. Ann. trav. publ. Belg. 1911. Nr. 3. — Ann. ponts et chauss. 1911. Nr. 1.

Foundation des Züricher Kunsthauses über dem Tunnel der S. B. B. Der geradlinige Tunnel ist durch sieben 13 bis 14 m lange Querbalken von T-förmigem Querschnitt mit 4 m hohem Steg überbrückt. Ihre seitliche Auflagerung erhalten sie durch zwei Längsplatten, die unter 1:2 gegen den Tunnel geneigt sind, parallel zur Tunnelrichtung verlaufen, und zwischen den Querbalken als umgekehrte Gewölbe ausgeführt worden sind. Auf diesem Balkenrost liegt der Keller. Entwurf und Bauausführung werden beschrieben. Mit Abb. Schweizer. Bauztg. 1911. Bd. 57. Nr. 15.

Die Festigkeit von Schachtauskleidungen in Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Henri Marcus. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 9.

VI. Allgemeine Fragen.

Schiedsgerichte. Erwiderung auf den Aufsatz von Dr. Kubatz. — s. L. Dezember 1911. VI. S. 454. — Beton u. Eisen 1911. Heft XVIII.

Der IX. internationale Architektenkongreß in Rom 1911. Kurzer Bericht mit auszugsweiser Wiedergabe der zu Punkt 1 der Tagesordnung „Eisenzementbau“ erstatteten Berichte und Wechselreden, die sich im wesentlichen mit der Anwendbarkeit des Eisenbetons bei künst-

lerischen Bauwerken vom technischen und dekorativen Standpunkt beschäftigten. Die Beschlußfassung über eine vorgeschlagene dem Eisenbeton günstige Tagesordnung wurde auf einen späteren Kongreß verschoben. Beton u. Eisen 1911. Heft XX.

SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung).

Umschnürter Beton System „Schütz“

D. R. P. 240 950.

Die Erfindung bezieht sich auf zur Umschnürung stabförmiger Betonkörper dienende Metallbewehrungen, die

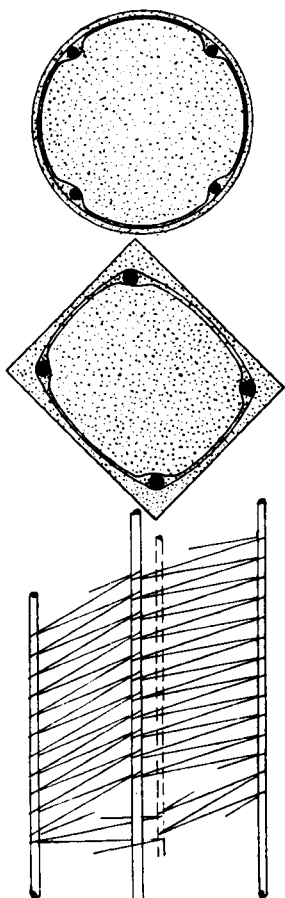


Fig. 1 bis 3.

aus zickzackförmig verlaufenden für sich hergestellten Spiraltafeln bestehen. Gemäß der Erfindung werden letztere

aus flachen Drahtspiralen gebildet, bei denen der im Grundriß innere Draht unmittelbar neben dem äußeren verläuft, und beim Uebergang in diesen nach innen einseitig vorspringende Augen zum Umfassen der Längsstäbe bildet (s. Fig. 2).

Diese eigenartige Ausbildung der Spiralen ermöglicht einerseits eine leichte Herstellung der Augen, anderseits das Umschließen eines möglichst großen Betonkernes durch die zum Hohlkörper zusammengesetzten flachen Spiralen in Verbindung mit den Längsstäben. Die Spiraltafeln erhalten zweckmäßig eine im Grundriß nach Außen mehr oder weniger gewölbte Form.

Die Ausführungsform unterscheidet sich daher von der bekannten Abramoff-Magid'schen Form in wesentlicher Beziehung dadurch, daß die Tafeln Augen besitzen, durch welche die Längsstäbe hindurch geführt werden, während

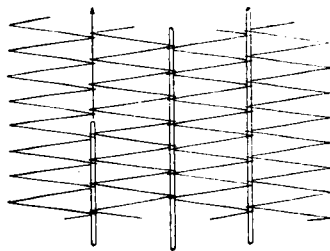


Fig. 4.

dies bei den Abramoff-Magid'schen nicht der Fall ist. Ferner liegt ein wesentlicher Vorzug darin, daß der gesamte Umschnürungsdraht möglichst an der Außenseite des zu umschnürenden Kerns liegt und daß dieser Kern dadurch, daß man die Tafel in eine etwas gewölbte Form bringt, noch vergrößert wird. Das Herstellen der Tafeln sowie das Zusammenstellen derselben zu einer fertigen Stütze ist im übrigen äußerst einfach und ähnlich wie bei der Abramoff-Magid'schen Umschnürung, d. h. es werden Spiraltafeln mittels einer Biegevorrichtung usw. mit eng nebeneinander liegenden Windungen hergestellt (Fig. 1) und hierauf die Tafeln eingedrückt (Fig. 2). Oder es werden die Spiralen mit den Augen sofort mittels geeigneter Vorrichtung hergestellt, so daß sich das nachträgliche Eindrücken erübrigt.

Diese Tafeln können nunmehr auf das gewünschte Steigungsverhältnis auseinandergezogen werden. (Fig. 3.) Das Herstellen der Armierung für eine Stütze erfolgt dann in der Weise, daß die Tafeln etwas ineinandergeschoben werden, so daß die Augen sich überdecken, und durch diese sich überdeckenden Augen die Längsstäbe hindurchgeführt werden. (Fig. 4.) V. Schütz, Düsseldorf-Hansahaus.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Stahlwerks-Verband A.-G. Eisen im Hochbau. 3. Aufl. Verlag von Julius Springer, Berlin 1911. Preis geb. M 2,40.

Professor Dr. C. Bach und O. Graf. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton Heft XII. Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte. Zweiter Teil. Preis des Werkes M. 14.—. Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin

VEREINIGUNG DER HÖHEREN TECHNISCHEN BAUPOLIZEIBEAMTEN DEUTSCHLANDS.

Einladung.

Der ergebenst unterfertigte Vorstand gibt sich die Ehre, Sie zu seiner am Montag, den 26. Februar 1912, vorm. 9 $\frac{1}{2}$ Uhr, im Saal B des Architektenhauses, Berlin, Wilhelmstraße 92/93 stattfindenden

III. Tagung

ergebenst einzuladen.

Tagesordnung.

1. Jahresbericht des Vorstandes.
2. Die Stellung der höheren Baubeamten bei der Baupolizei. Berichterstatter: Herr Stadtbauinspektor Berger, Breslau.
3. Die neuzeitlichen Träger- und Deckenkonstruktionen in baupolizeilich statischer Hinsicht. Berichterstatter: Herr Kgl. Bauinspektor Dr.-Ing. Friedrich, Berlin.
4. Verbesserungen der Bauordnungen in hygienischer und volkswirtschaftlicher Hinsicht. Berichterstatter: Herr Stadtbaurat Dr.-Ing. Küster, Görlitz.
5. Baupolizei und Einsturzunfälle. Berichterstatter: Herr Professor Sigmund Müller, Charlottenburg.
6. Mitteilungen über die vom Verein deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken angestellten Festigkeitsversuche mit Eisenkonstruktionen. Mitteilungen über das Taschenbuch des Stahlwerksverbandes. Berichterstatter: Herr Oberingenieur Dipl.-Ing. Fischmann, Düsseldorf.
7. Eiserner Baukrane und ihre baupolizeiliche Behandlung. Berichterstatter: Herr Bauinspektor Behrens, Leipzig.
8. Erörterung der Fragen des Deutschen Betonvereins 1912.
9. Verschiedenes.

Der Vorstand.

Köhler,	Marcuse,
Beigeordneter und Stadtbaurat	Königl. Baurat
in Barmen.	in Charlottenburg.
Dr.-Ing. Sachs,	Scharff,
Stadtoberingenieur i. Dortmund.	Bauinspektor i. Hamburg.
Max Schneider,	
Stadtbaurat i. München.	

DEUTSCHER BETON-VEREIN (E. V.).

Vorläufige Tagesordnung für die XV. Hauptversammlung am 26. Februar 1912 vorm. 10 Uhr im Architektenhaus, Berlin, Wilhelmstr. 92/93, am 27. und 28. Februar 1912 vorm. 10 Uhr im Beethovensaal der Philharmonie, Bernburger Str. 22a/23.

1. Tag. Montag, den 26. Februar 1912: Innere Angelegenheiten des Vereins (nur für Mitglieder). 1. Jahresbericht des Vorstandes (geschäftlicher Teil). 2. Rechnungsvorlegung durch den Schatzmeister; Bericht der Rechnungsprüfer, Entlastung des Vorstandes. 3. Neuwahl von vier Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung. (Es scheiden aus die Herren: Alfred Hüser, Dr.-Ing. M. Koenen, W. Langelott, Otto Meyer.) 4. Wahl von drei Rechnungsprüfern (derzeit die Herren: Hugo Hüser, Schwenkow, Spithaler). 5. Vorlage des Vorschlages für 1912. (Nur für ordentliche Mitglieder.) 6. Bericht des Wirtschaftlichen Ausschusses, erstattet von dessen Obmann, Herrn Rud. Wolle: a) Arbeiterfragen, Betonbau-Arbeitgeberverband, Deutscher Arbeitgeberbund für das Baugewerbe und Tiefbauverband; b) Feuerversicherung; c) Haftpflichtversicherung; d) Betonrundenisen; e) Zement; f) Industrie oder Handwerk und Lehrlingsausbildung; g) Submissionszentrale des Hansabundes. 7. Bericht des

Direktors des Deutschen Beton-Vereins, Herrn Regierungsbaumeisters Petry über: „Technische Erfahrungen bei Baunfällen“. 8. Bericht des Vorstandes über verschiedene geschäftliche Angelegenheiten. Allgemeine Aussprache über Wünsche und Anfragen aus dem Kreise der Mitglieder (die möglichst bis 1. Februar d. J. dem Vorstand bekanntzugeben sind).

2. und 3. Tag. Dienstag, den 27. und Mittwoch, den 28. Februar 1912: Allgemeines, Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art. 1. Jahresbericht des Vorstandes (allgemeiner Teil). 2. Bericht über die Tätigkeit des Beton- und Eisenbeton-Ausschusses; Ergebnisse der Bimsbetonversuche, Berichterstatter Herr Direktor O. Meyer. 3. Bericht des Schiedsgerichtsausschusses, Berichterstatter Herr Rud. Wolle. 4. Mitteilungen: a) über die im Auftrag des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton ausgeführten Versuche mit Beton und Eisenbeton, Berichterstatter Herr Regierungsbaumeister Petry, Direktor des Deutschen Beton Vereins; b) über die Arbeiten des Moor-Ausschusses, Berichterstatter Herr Alfred Hüser, Vorsitzender des Deutschen Beton-Vereins. 5. Vortrag des Herrn Regierungs- und Baurats Schnapp vom Königl. Preussischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten über: „Brückenbauten über den Ems-Weser-Kanal“ (mit Lichtbildern). 6. Vortrag des Herrn Geh. Baurats Prof. O. Berndt, Darmstadt, über: „Einfluß des elektrischen Stromes auf Eisenbeton“ (mit Lichtbildern). 7. Vortrag des Herrn Prof. Gary, Gr. Lichterfelde, über: „Versuche mit Stampfbeton verschiedener Zusammensetzung“ (mit Lichtbildern). 8. Vortrag des Herrn Geh. Hofrats Prof. Scheit Dresden und Dr.-Ing. E. Probst, Privatdozent an der königl. Technischen Hochschule in Berlin, über: „Untersuchungen an kontinuierlichen Eisenbetonkonstruktionen“, ausgeführt an der Königl. Sächsischen Versuchsanstalt in Dresden (mit Licht- und kinematographischen Bildern). 9. Vortrag: a) des Herrn Baumeisters Meurer der Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G., Gelsenkirchen, über: „Beton- und Eisenbetonarbeiten über und unter Tage auf der Kohlengrube Alma“ (mit Lichtbildern); b) des Herrn Oberingenieurs Baumstark der Firma Franz Schlüter, Dortmund, über: „Schachtbau- und Versteinerungsverfahren“ (mit Lichtbildern). 10. Vortrag des Herrn Direktors Dipl.-Ing. Spangenberg, Karlsruhe und des Herrn Direktors Regierungsbaumeisters a. D. Gehler, Dresden, der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G., über: „Eine Eisenbetonkuppel von 34 m Spannweite“ (mit Lichtbildern); „Querbahnsteighalle, Leipzig“ (mit Lichtbildern). 11. Vortrag des Herrn Kommerzienrats Schwenk, Ulm, über: „Den Monumentalbrunnen in Düsseldorf und andere neue Kunststeinausführungen“ (mit Lichtbildern). 12. Vortrag des Herrn Prof. Mörsch, Direktor der Firma Wayß & Freytag, A.-G. in Neustadt a. d. Haardt über: „Versuche mit Säulen und deren Berechnung“ (mit Lichtbildern). 13. Vortrag des Herrn Dipl.-Ing. Rauer, Leipzig, über: „Die internationale Bauausstellung in Leipzig, 1913“ (mit Lichtbildern). 14. Mitteilungen über bemerkenswerte Bauausführungen und neue Betonzeugnisse: a) Neuere Versuche mit umschürtem Beton“. Referent Herr Dr.-Ing. Kleinogel, Darmstadt; b) „Einige Brückenbauten“. Referent Herr Regierungsbaumeister a. D. Schluckebier, von der Firma Hüser & Co. in Oberkassel (mit Lichtbildern). 15. Sind neue Beobachtungen und Erfahrungen bei Beton- und Eisenbetonbauten und Zementarbeiten gemacht? a) Verhalten der Beton- und Eisenbetonbauten bei Erdbeben; b) Feuersicherheit und Abbruch von Betonbauwerken usw. 16. Erledigung der im Fragekasten vorgefundenen Fragen.

Es wird Gelegenheit gegeben, zu technischen und anderen Fragen Mitteilungen zu machen.

Oberkassel (Siegbreis), den 2. Januar 1912.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.